

**Titre:** Renforcement sismique de piles de pont trapues par chemisage en  
Title: béton fibré à ultra-hautes performances

**Auteur:** Joanie Smith  
Author:

**Date:** 2017

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Smith, J. (2017). Renforcement sismique de piles de pont trapues par chemisage  
Citation: en béton fibré à ultra-hautes performances [Master's thesis, École Polytechnique  
de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/2885/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2885/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Bruno Massicotte, & Mahdi Ben Ftima  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RENFORCEMENT SISMIQUE DE PILES DE PONT TRAPUES PAR CHEMISAGE EN  
BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTES PERFORMANCES

JOANIE SMITH

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2017

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

RENFORCEMENT SISMIQUE DE PILES DE PONT TRAPUES PAR CHEMISAGE EN  
BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTES PERFORMANCES

présenté par : SMITH Joanie

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. DAVIAU-DESNOYERS Dominic, Ph. D., membre

## DÉDICACE

*À ma famille.*

## REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche Bruno Massicotte pour sa générosité, autant personnel que financière, sa disponibilité et sa patience et qui a su me guider dans ce projet grâce à ses grandes connaissances et expertises dans le domaine. Je veux également remercier mon codirecteur, Mahdi Ben Ftima pour sa disponibilité, la grande aide apportée sur la modélisation et ses conseils toujours précieux et éclairants qui m'ont permis d'approfondir le sujet.

J'aimerais aussi remercier le ministère des Transport pour son support financier.

Je veux aussi remercier Fabien Lagier pour tout le temps qu'il m'a accordé pour la résolution des analyses.

Je remercie aussi tous les étudiants du GRS que j'ai côtoyé au cours des dernières années. Merci pour les dîners en bonne compagnie, les fous rires, les nombreux thés, les parties Couinche et de Tarot, et j'en passe.

Finalement, je tiens à remercier, mon père Donald, ma mère Estelle et ma sœur Vanessa qui ont su me soutenir tout le long de cette aventure. Merci, je vous aime.

## RÉSUMÉ

La majorité des ouvrages conçus avant 1980 ne répondent pas aux normes sismiques actuelles puisqu'à l'époque les exigences à ce niveau étaient moins élevées qu'aujourd'hui et surtout certaines considérations usuelles relatives au design de l'époque ont démontré leurs incapacités à résister aux charges sismiques. Depuis, les connaissances dans le domaine et les avancées technologiques des outils de calcul ont permis de comprendre davantage la réponse structurale à ces phénomènes rares pouvant néanmoins causer des dommages structuraux importants. Plusieurs ouvrages toujours en service comprenant des déficiences majeures pour la reprise des charges sismiques nécessitent alors un renforcement principalement au niveau des piles afin d'avoir une conception sismique adéquate. En effet, les piles sont les éléments pour lesquels les déformations sont permises afin de réduire les efforts induits par un séisme et ainsi protéger les autres éléments du pont. Un renforcement est requis pour la zone, appelée rotule plastique, où se produisent les déformations. Une méthode de renforcement par chemisage en BFUP a été validée expérimentalement et numériquement au cours des 15 dernières années à Polytechnique Montréal pour des piles fortement rectangulaires comprenant un ratio de section plus grand que 2 ( $BB/D > 2$ ). Le renforcement par BFUP permet d'augmenter le cisaillement et d'améliorer la ductilité de la pile. Jusqu'à présent, les piles étudiées avaient un ratio hauteur sur largeur supérieur à au moins de 2.23 ( $H/B \geq 2.23$ ). Ce projet de recherche tente de valider la méthode de renforcement pour des piles ayant un plus petit ratio soit,  $H/B < 1.5$ , de démontrer l'applicabilité de cette méthode sur un ouvrage réel et de développer un programme expérimental pour valider cette méthode de renforcement.

Un renforcement par chemisage en BFUP d'une épaisseur équivalente au recouvrement et le diamètre des barres transversales sur la totalité de la hauteur et d'une épaisseur équivalente à  $1d_b$  derrière les barres longitudinales au bas des 4 piles est proposé pour la réhabilitation sismique du pont. De plus, une réduction de la largeur des piles est proposée pour venir aider à combler le manque de résistance en cisaillement. Puis, une modification des appareils d'appuis est suggérée pour diminuer la distribution des charges dans chaque pile.

Une analyse dynamique élastique et une analyse non linéaire par poussée statique, recommandées pour l'approche de conception basée sur la performance dans la norme CSA-S6-2014, ont permis de déterminer respectivement la demande et la capacité de l'ouvrage. Les analyses non linéaires

par éléments finis faits sur le logiciel ABAQUS et le module EPM3D ont validé que le renforcement par chemisage en BFUP permet de changer le mode de rupture de la colonne passant d'une rupture critique en cisaillement à une rupture ductile en flexion grâce au gain de résistance en cisaillement apporté par le BFUP. La ductilité de la pile est aussi grandement améliorée passant d'un déplacement maximal de 22mm à près de 50 mm. La pile renforcée satisfait également les critères d'endommagement exigés par la norme CSA-S6-14 pour un séisme ayant une période de retour de 475 ans et 2475 ans.

## ABSTRACT

Most of bridges built before the '80s do not respect current code requirements. At that time, seismic related specifications were less severe than today's and, mostly, some design methods used then are now proved to be wrong against loads due to earthquakes which can cause many considerable damages on structures. Many developments in seismic design from then were made, and they have helped to understand the seismic response better. Technology progress has also contributed to improving calculus methods. These bridges having major seismic design disabilities need some reinforcement to have a congruent design mostly on piers which are the structural element where plastic deformations are permitted to reduce seismic forces and hence, protect other structural elements. This is in this zone, called plastic hinge, where reinforcement is mostly needed.

Over the last fifteen years, Polytechnique developed a retrofit method for bridge piers with Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC). This method has been numerically and experimentally validated for rectangular columns with section ratio higher than 2 ( $B/D > 2$ ). This kind of reinforcement increases the shear strength and improves the column ductility. At this moment, columns with aspect ratio larger than through 2.23 were studied ( $H/B \geq 2.23$ ). This research project intends, at first, to verify the reinforcement method of columns with aspect ratio smaller than 1.5 ( $H/B < 1.5$ ), then, to confirm the relevance of this retrofit method on a real bridge and, finally, to develop an experimental program to valid reinforcement.

The thicknesses proposed for UHPFRC reinforcement is equal to the cover of concrete and the diameter of transversal reinforcement bars for the complete height of columns, but is equal to the width to reach one diameter of longitudinal reinforcement bars behind bars on the bottom of columns. The width of each column is also reduced to obtain enough shear strength. The bearing system is also modified to have a better distribution of the strength between columns.

An elastic dynamic analysis and a non-linear pushover analysis, which they are suggested for performance-based design on the CSA-S6-2014 code, were used to find the demand and the capacity of the bridge. Nonlinear analysis made with finite elements on ABAQUS using EPM3D prove that UHPFRC reinforcement has changed the failure mode of columns going to a non-desired shear failure mode to a flexural failure mode which allow columns to yield. The failure mode changes because of the shear strength gain generated by UHPFRC. The column ductility is also improved with a maximal displacement going from 22 mm to 50 mm. The reinforced column also



encounters performance criteria required by the code CSA-S6-14 for seism with a return period of 475 years and 2475 years.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XIX
LISTE DES ANNEXES.....	XXIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte .....	1
1.2 Problématique.....	2
1.3 Objectifs et portée du projet de recherche.....	4
1.4 Méthodologie .....	4
1.5 Organisation du mémoire .....	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE .....	6
2.1 Analyse parasismique.....	6
2.1.1 Philosophie .....	6
2.1.2 Principe de la ductilité.....	7
2.1.3 Approches de conception .....	8
2.1.4 Classification de l'ouvrage.....	11
2.1.5 Types d'analyses sismiques .....	13
2.2 Renforcement sismique des piles .....	16

2.2.1	Colonnes élancées ( $H/B > 2.5$ ).....	17
2.2.2	Colonnes trapues ( $H/B < 1.5$ ).....	19
2.2.3	Composition et propriétés mécaniques du BFUP .....	23
2.3	Analyses non linéaires.....	26
2.3.1	Lois de comportement du béton armé EPM3D .....	26
2.3.2	Module Explicit d'Abaqus .....	28
CHAPITRE 3 DESCRIPTION DU PROJET DE RENFORCEMENT .....		31
3.1	Choix de l'ouvrage .....	31
3.2	Ouvrage à l'étude .....	38
3.2.1	Description de l'ouvrage .....	38
3.2.2	Simplifications et hypothèses.....	39
3.2.3	Section équivalente .....	40
3.2.4	Exigences de la norme S6-14.....	41
3.3	Analyses préliminaires .....	42
3.3.1	Demande – Méthode de la charge uniforme .....	42
3.3.2	Capacité en flexion et en cisaillement.....	45
3.4	Résultats pour les piles existantes .....	46
3.5	Solutions de renforcement proposées.....	46
3.5.1	Modification du moment résistant des piles.....	47
3.5.2	Modification du système structural .....	49
3.5.3	Analyse de la demande / capacité des deux options.....	51
3.5.4	Proposition de renforcement préliminaire.....	54
CHAPITRE 4 MODÉLISATION DE L'OUVRAGE .....		56
4.1	Évaluation de la demande de l'ouvrage .....	56

4.1.1	Détermination des méthodes d'analyse .....	56
4.1.2	Sélection du logiciel d'analyse linéaire .....	57
4.1.3	Modélisation du pont sur SAP2000 .....	59
4.1.4	Analyse modale du pont complet .....	65
4.1.5	Analyse dynamique spectrale.....	67
4.2	Évaluation de la capacité par analyse de poussée statique non-linéaire .....	71
4.2.1	Construction du modèle .....	72
4.2.2	Résultats des analyses numériques.....	81
4.3	Validation de la solution proposée .....	87
4.3.1	Critères de performance de la solution proposée .....	87
4.3.2	Critères de performance de la pile réelle.....	90
4.3.3	Direction longitudinale.....	90
CHAPITRE 5	ÉLABORATION DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....	92
5.1	Contexte .....	92
5.2	Élaboration du programme.....	94
5.2.1	Dimensionnement du spécimen .....	94
5.3	Analyses numériques.....	104
5.3.1	Construction du modèle .....	105
5.3.2	Résultats des analyses numériques.....	110
CHAPITRE 6	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....	115
6.1	Rappel des objectifs .....	115
6.2	Déroulement des travaux de recherche .....	116
6.3	Recommandations et suite du sujet d'étude .....	119
BIBLIOGRAPHIE	.....	121

ANNEXES.....	126
--------------	-----

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Propriétés des ponts étudiés fournis par le MTMDDET.....	32
Tableau 3.2 : Variables pour les analyses préliminaires .....	35
Tableau 3.3 : Résultats des analyses préliminaires – Efforts critiques .....	37
Tableau 3.4 : Propriétés des piles et du tablier dans le modèle SAP2000 .....	44
Tableau 3.5 : Accélération spectrale .....	44
Tableau 3.6: Demande/Capacité des piles 3 et 4 - Solutions étudiées .....	49
Tableau 3.7: Efforts sismiques élastiques dans les deux directions pour la condition actuelle et les deux options avec modification du système structural.....	50
Tableau 3.8 : Résultats de la demande / capacité de la pile existante et des options de réhabilitation (piles 3 et 4).....	52
Tableau 3.9 : Résultats de la demande / capacité de la pile existante et des options de réhabilitation (piles 2 et 5).....	53
Tableau 4.1 : Catégorie de performance sismique, table 4.10 (adapté de la norme S6-14).....	56
Tableau 4.2 : Déplacements au sommet de pile – Comparaison entre SAP2000 et SeismoStruct	58
Tableau 4.3 : Propriétés du tablier et de la pile.....	60
Tableau 4.4 : Propriétés du béton 28 MPa .....	60
Tableau 4.5: Propriétés de l'acier des appuis.....	62
Tableau 4.6: Propriétés du béton de la pile et du tablier .....	63
Tableau 4.7 : Comparaison des périodes des variantes M2L, <i>link</i> et M2R.....	66
Tableau 4.8 : Efforts élastiques de cisaillement à la base des piles (kN).....	67
Tableau 4.9 : Déplacements transversaux au sommet des piles (mm).....	68
Tableau 4.10 : Efforts élastiques de cisaillement à la base des piles tronquées (kN) .....	69
Tableau 4.11 : Déplacements transversal au sommet des piles tronquées (mm) .....	69

Tableau 4.12 : Efforts élastiques et déplacements dans la direction transversale des piles 3 et 4 selon les modèles étudiés .....	70
Tableau 4.13 : Comparaison des efforts élastiques de la CU et de l'ADE pour les piles 3 et 4 et les piles 2 et 5 .....	71
Tableau 4.14 : Propriétés des barres d'armatures 415 MPa (60 ksi).....	73
Tableau 4.15 : Propriétés du béton 28 MPa .....	74
Tableau 4.16 : Pourcentage effectif d'acier pour les zones avec raidissement en traction.....	78
Tableau 4.17 : Propriétés non linéaires du béton ordinaire de 28 MPa .....	78
Tableau 4.18 : Propriétés du BFUP 140 MPa .....	79
Tableau 4.19 : Calcul des périodes de la pile .....	80
Tableau 5.1 : Caractéristiques des spécimens .....	98
Tableau 5.2 : Facteurs utilisés pour la mise à l'échelle.....	102
Tableau 5.3 : Propriétés élastiques des barres d'armatures 415 MPa et 450 MPa, des plaques et des câbles de précontrainte .....	106
Tableau 5.4 : Propriétés non linéaires du béton ordinaire de 45 MPa .....	107
Tableau 5.5: Pourcentage d'acier des lois de comportement de matériaux non linéaire .....	107
Tableau 5.6 : Propriétés du BFUP 140 MPa .....	108
Tableau 5.7 : Temps d'analyse du modèle du spécimen.....	110
Tableau A.1 : Essais des piles renforcés par BFUP à Polytechnique.....	126

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Critères de ductilité (tiré de (Garneau, 2015)).....	8
Figure 2.2 Évolution des approches de conception (tirée de Massicotte, Ben Ftima, Conciatori et Jolicoeur (2014)) .....	9
Figure 2.3 : Niveaux d'endommagement de la méthode CBP (tirée de (Moehle & Deierlein, 2004)) .....	11
Figure 2.4 : Catégorie de performance sismique (tirée de la norme CSA-S6-14) .....	12
Figure 2.5 : Exigences d'approches de conception (tirée de la norme CSA-S6-14).....	12
Figure 2.6 : Méthodes d'analyses pour une période de retour de 2475 ans et 975 ans (tirée de la norme CSA-S6-14).....	13
Figure 2.7 - Concept d'utilisation du BFUP sur la hauteur de la pile (Massicotte, 2017).....	18
Figure 2.8 - Concept de renforcement en cisaillement dans la direction transversale avec barres droites et en U chevauchées dans l'enrobage en BFUP (Massicotte, 2017).....	18
Figure 2.9 : Théorie de Bernoulli (tiré de Bouaanani, 2012) .....	21
Figure 2.10 : Éléments de poutre .....	22
Figure 2.11 : Théorie de Timoshenko (tiré de Bouaanani (2012)).....	22
Figure 2.12 : Compositions de différents types de béton (tirée de Charon et Desmettres (2013))	24
Figure 2.13 : Comportement en traction pré-pic et post-pic du BFUP (tirée de (Charron & Desmettre, 2013)).....	25
Figure 2.14 : Propriété en traction du BFUP (adaptée de Naaman, 2006).....	26
Figure 2.15 : Comportement en compression du béton sur EPM3D (tirée de Ben Ftima (2013))	27
Figure 2.16 : Comportement en traction du béton sur EPM3D (tirée de Ben Ftima (2013)) .....	28
Figure 3.1 : Spectres de dimensionnement pour une période de retour de 2475 ans des ponts P-12, P-15 et P-16 (selon CSA-S6-14) .....	34
Figure 3.2: Élévation pont P-12 .....	38
Figure 3.3: Système structural dans l'axe du pont.....	39



Figure 3.4: Coupe du tablier.....	39
Figure 3.5 : Coupe d'une pile .....	39
Figure 3.6: Résumé des propriétés de section .....	40
Figure 3.7 : Comportement moment-courbure des piles.....	41
Figure 3.8 : Spectres de design.....	43
Figure 3.9 : Configuration de barres des solutions étudiées .....	48
Figure 3.10 : Proposition de renforcement préliminaire .....	55
Figure 4.1 : Pile simple modélisée sur SAP2000 .....	58
Figure 4.2 : Modèle 2D du pont sur SAP 2000 .....	59
Figure 4.3 : Section de la pile.....	59
Figure 4.4 : Section du tablier .....	60
Figure 4.5 : Description des modélisations considérées au niveau de la connexion pile-tablier (piles 2 et 5).....	61
Figure 4.6 : Vue de face et de côté du modèle d'évaluation de la rigidité combinée .....	62
Figure 4.7 : Dimensions des appuis .....	63
Figure 4.8 : Exemple de déformée du modèle EF pour le cas $u_1 = 0.1$ mm, $u_2=u_3=r_1=r_2=r_3=0.65$	65
Figure 4.9 : Mode transversal fondamental obtenu pour le modèle <i>link</i> .....	67
Figure 4.10 : Mode longitudinal fondamental obtenu pour le modèle <i>link</i> .....	67
Figure 4.11: Modèle 3D de la pile (a) chargement et conditions frontières, (b) armatures, (c) maillage.....	73
Figure 4.12: Contrainte – Déformation des barres d'armatures 60 ksi .....	74
Figure 4.13 : Zone effective en tension : (a) poutre; (b) dalle; (c) membrure en traction du CEB-FIB 1990 – Tirée de Massicotte (2017) .....	75
Figure 4.14 : Zones de raidissement en traction des 3 modèles .....	77
Figure 4.15: Loi de comportement du BFUP 140 MPa .....	79

Figure 4.16: Ratio d'énergies ALLKE/ALLIE des modèles de la pile réelle, tronquée non réparée et tronquée réparée .....	82
Figure 4.17: Ratios d'énergie ALLAE/ALLIE des modèles de la pile réelle, tronquée non réparée et tronquée réparée .....	82
Figure 4.18: Courbe force-déplacement pour les trois modèles.....	83
Figure 4.19: Endommagement de la pile réelle juste avant la rupture finale : (a) déformations plastiques dans les armatures; (b) endommagement en traction du béton (bleu non fissuré); (c) écrasement en compression béton .....	84
Figure 4.20: Endommagement de la pile tronquée non réparée avant la rupture finale : (a) déformations plastiques dans les armatures; (b) endommagement en traction du béton (bleu non fissuré); (c) écrasement en compression béton .....	85
Figure 4.21: Endommagement de la pile tronquée réparée avant la rupture finale : (a) déformations plastiques dans les armatures; (b) endommagement en traction du béton (bleu non fissuré); (c) écrasement en compression béton .....	86
Figure 4.22 : Ouvertures des fissures à l'intérieur de la pile réparée.....	86
Figure 4.23 : Comparaison de la demande élastique et la capacité de la pile .....	89
Figure 4.24 : Critères de performance.....	89
Figure 5.1 - 54 barres ( $\rho=1.635\%$ ) uniforme .....	94
Figure 5.2 – Processus du design du spécimen .....	96
Figure 5.3 – Comportement moment – courbure de la pile réelle tronquée.....	99
Figure 5.4 – Comportement moment – courbure des spécimens .....	100
Figure 5.5 – Comportement en poussée statique non linéaire de la pile réelle tronquée .....	100
Figure 5.6 – Comportement en poussée statique non linéaire des spécimens.....	101
Figure 5.7 – Comportement moment – courbure à l'échelle de la pile réelle .....	102
Figure 5.8 – Comportement en poussée statique non linéaire à l'échelle de la pile réelle .....	103
Figure 5.9 : Coupes en élévation du spécimen.....	104

Figure 5.10 : Coupes horizontales du spécimen.....	104
Figure 5.11: Vue d'ensemble du modèle (a) chargement et conditions frontières, (b) armatures, (c) maillage .....	105
Figure 5.12: Propriétés axiales des barres d'armatures 415 MPa et 450 MPa.....	106
Figure 5.13 : Zone de raidissement en tension du haut et bas du spécimen.....	108
Figure 5.14 : Loi de comportement du BFUP 140 MPa .....	109
Figure 5.15 : Force déplacement du spécimen .....	111
Figure 5.16: Indice de fissuration du béton (vue extérieure à gauche et vue intérieure à droite) .....	111
Figure 5.17 : Plastification des barres d'armatures à un déplacement de 4,3 mm et 10,6 mm ....	112
Figure 5.18 : Longueur de la rotule plastique du spécimen .....	112
Figure 5.19 : Longueur de la rotule plastique (tirée de Jolicoeur, 2016) .....	113
Figure 5.20 : Comparaison de la capacité du spécimen avec la pile réparée .....	114

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

### Sigles

ADE	Analyse dynamique élastique
ALLKE	Énergie cinétique totale
ALLIE	Énergie de déformation interne du modèle
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BRF	Béton renforcé de fibres
CBF	Conception basée sur la force
CBP	Conception basée sur la performance
CU	Méthode des charges uniformes
EF	Éléments finis
EPM3D	Endommagement Progressif du Matériau en 3 Dimensions
M2L	Moment libéré autour de l'axe faible
M2R	Moment retenu autour de l'axe faible
MTMDET	Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports
PSLIN	Analyse non linéaire par poussée statique
TS	Raidissement en tension

## Symboles

$A_v$	Aire de section des barres transversales
B	Plus grande dimension d'une section rectangulaire
$b_v$	Largeur effective
D	Plus petite dimension d'une section rectangulaire
D/C	Demande sur la capacité
$d_b$	Diamètre des barres
$d_v$	Hauteur effective en cisaillement
E	Module d'élasticité
$f_c$	Résistance à la compression du béton
$f_{cn}$	Résistance à la compression prévue du béton
$f_{cr}$	Résistance à la fissuration du béton
$f_y$	Limite élastique des barres d'armatures
$f_{yn}$	Limite élastique prévue des barres d'armatures
H ou h	Hauteur libre de la pile
$I_E$	Catégorie d'importance de l'ouvrage
K	Rigidité
m	Masse totale du pont
M	Moment de flexion
$M_e$	Moment élastique

$M_n$	Moment résistant nominal
$M_p$	Moment résistant probable
$M_r$	Moment résistant pondéré
$M_y$	Moment plastique
$R$	Coefficient de modification de réponse
$s$	Espacement des barres d'armatures
$S(T)$	Accélération de la réponse spectrale de calcul pour un période $T$
$T_a$	Période fondamentale
$V$	Effort tranchant
$V_{\text{design}}$	Effort tranchant de conception
$V_e$	Effort tranchant élastique
$V_p$	Effort tranchant probable
$V_r$	Effort tranchant résistant pondéré
$V_c$	Effort tranchant du béton
$V_s$	Effort tranchant de l'acier
$W$	Poids total du pont
$\alpha$	Ratio d'échelle
$\beta$	Ratio d'échelle pour l'élargissement du spécimen
$\beta$	Coefficient pour le calcul de la résistance en cisaillement

$\varepsilon_y$	Contrainte de déformations plastique de l'acier
$\varepsilon_s$	Contrainte de déformations de l'acier
$\phi_s$	Coefficient de tenu de l'acier
$\phi_c$	Coefficient de tenu du béton
$\theta$	Angle d'inclinaison
$\nu$	Coefficient de Poisson

## **LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE A – Essais des piles renforcés par BFUP à Polytechnique .....	126
--	-----



## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Contexte

Plus de 70% des ponts au Québec ont été construits avant les années 1980 (Québec, 2014). Jusqu'à ce moment, les exigences sismiques étaient nettement en deçà des pratiques courantes de sorte qu'un grand nombre d'exigences reconnues aujourd'hui comme essentielles en conception parasismique n'ont pas été prises en compte dans le design des structures à l'époque. Ainsi une forte proportion des ouvrages existants comprend des lacunes importantes pour certains détails de construction.

Les effondrements et dommages qui sont survenus suite à l'avènement de séismes majeurs depuis 1970 dans des régions disposant d'infrastructures récentes ont mis en évidence les lacunes des règles de conception. Ainsi, les dernières décennies ont été marquées par des développements importants dans la recherche de la conception parasismique et par des investissements majeurs pour la réfection d'ouvrages existants. En parallèle aux changements dans les normes de conception parasismique, l'évolution des connaissances sur les intensités et les signatures des séismes dans les différentes régions ont amené une meilleure compréhension des phénomènes associés au comportement sismique. Ces avancées dans les connaissances ont permis d'arriver à des normes sismiques beaucoup plus exigeantes qu'auparavant pour la conception des ponts. Au Canada, une brève introduction aux calculs parasismiques a été introduite dans la norme des ponts CSA-S6-88 (CSA, 1988). Toutefois, ce n'est qu'en 2000 que des recommandations et des exigences beaucoup plus étoffées au niveau de la conception parasismique sont apparues dans la norme S6 (CSA, 2000). Enfin, des changements majeurs ont été apportés en 2014 dans la norme des ponts (CSA, 2014) pour la conception parasismique où une nouvelle approche de conception basée sur la performance a été adoptée.

De plus, l'évolution des outils d'analyse au cours des dernières décennies fait en sorte qu'il est maintenant possible de réaliser des analyses présentant un niveau de complexité tel qu'il permet d'estimer plus précisément la réponse structurale, en particulier dans le domaine non linéaire dont la considération s'avère primordiale dans le calcul sismique.

Bien que les ouvrages construits avant l'introduction des règles de conception parasismique modernes soient toujours fonctionnels pour les charges service usuelles, ceux-ci doivent être mis à

niveau afin de répondre aux normes sismiques actuelles et, bien entendu, être en mesure de résister adéquatement à un éventuel séisme majeur. Des méthodes de réhabilitations sismiques ont donc été développées depuis plus de 40 ans pour renforcer principalement le bas des colonnes afin d'augmenter la ductilité de ces zones pour qu'elles puissent être en mesure de développer une rotule plastique.

## 1.2 Problématique

Jusqu'en 1988, les ponts ont été conçus selon la théorie des contraintes admissibles dans laquelle les ouvrages étaient conçus pour résister de manière élastique aux charges. Or, puisqu'un séisme est un événement rare qui, lorsqu'il est de haute intensité, peut induire des charges latérales importantes, il s'avère plus économique de résister à ces efforts en faisant en sorte que certains éléments spécifiquement identifiés puissent se déformer dans le domaine élasto-plastique. En d'autres mots, l'idée derrière la conception parasismique par capacité est de permettre à certains éléments de la structure de se déformer en formant des rotules plastiques afin, d'une part, de limiter le niveau des efforts induits par les séismes et, d'autre part, de protéger les autres parties de l'ouvrage qui demeurent essentiellement en condition élastique. Pour les ponts, on privilégie la formation de rotules plastiques, principalement au bas des colonnes pour les systèmes encastres au sol, ou encore à la jonction poteau-chevêtre pour les cadres rigides. Cependant, les piles de ponts conçues dans les années 1970 ou avant n'autorisent pas la formation de rotules plastiques permettant l'atteinte de la plastification ou encore moins la dissipation de l'énergie générée par les séismes associée au développement de la rotule plastique, car elles comportent certains défauts de conception maintenant reconnus comme critiques pour une conception parasismique (Marsh & Stringer, 2013; Priestley, M. N., Seible, & Calvi, 1996). En particulier, les défauts typiques sont :

- un manque de confinement du béton, principalement dans les zones de rotule plastique;
- un manque d'armatures transversales en proportion avec les armatures longitudinales présentes;
- un espacement trop grand des armatures transversales qui rend les colonnes vulnérables au flambement des armatures;

- une mauvaise configuration des barres transversales (barres en U sans crochets à leurs extrémités);
- un chevauchement des barres d'armatures insuffisant dans la zone de rotule plastique;

Plusieurs techniques de renforcement par chemisage de la colonne ont donc été développées au cours des dernières années et se sont avérées efficaces que ce soit un chemisage en acier (Priestley, M. N., Seible, & Xiao, 1994), en matériaux composites (ElGawady, Endeshaw, McLean, & Sack, 2009) ou encore en béton renforcé de fibre (Boucher-Proulx, 2008; Vachon, 2004) Cependant, seul le chemisage en béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) s'est vraiment démarqué comme méthode de renforcement pour la réparation de colonnes de section fortement rectangulaire, c'est-à-dire avec un rapport de la dimension longue B sur la dimension courte D supérieur à 2.0 ( $B/D > 2.0$ ) puisqu'il est impossible pour les deux autres méthodes de créer des formes autres que circulaires. Le renforcement par BFUP a initialement été développé à l'École Polytechnique de Montréal par Massicotte et Boucher-Proulx (2008) et a par la suite été validée par Dagenais (2014), Garneau (2015), Lagier (2015) et Jolicoeur (2016).

La méthode consiste à substituer le béton normal fragile dans les zones de chevauchement d'armatures par un béton très résilient capable de soutenir des efforts de traction importants à de grandes déformations au-delà de la fissuration de la matrice cimentaire. Cette caractéristique permet d'éliminer les modes de ruptures du béton associés à sa fragilité en traction comme en compression. Lorsqu'utilisé dans les zones de rotules plastiques où se chevauchent les barres dans ouvrages existants, le BFUP procure aux éléments fléchis, poutres ou poteaux, une amélioration considérable de la ductilité par l'élimination des modes de rupture fragiles mais aussi par l'accroissement de l'efficacité du confinement du cœur des poteaux.

La méthode de renforcement a été validée expérimentalement et numériquement sur des éléments moyennement élancés à peu élancés présentant des ratios hauteur sur épaisseur ( $H/B$ ) supérieurs à 2.5 qui caractérisent les piles pour lesquelles une grande ductilité en flexion est attendue et même sur des piles murs avec un ratio  $H/B$  de 2. Par contre, elle n'a pas été étudiée sur une pile trapue pour laquelle on a un rapport  $H/B < 1.5$  et qui, par sa géométrie, permet une moins grande ductilité que celles des piles-mur. Ces travaux permettent en quelque sorte d'étendre la limite possible d'utilisation de cette méthode de réhabilitation.

### 1.3 Objectifs et portée du projet de recherche

Ce projet de recherche s'inscrit dans un programme de recherche plus large mené depuis plus de 15 ans à l'École Polytechnique de Montréal sur la réhabilitation sismique des colonnes de ponts rectangulaires par chemisage en BRF et en BFUP. Ce programme, supporté par les organismes publics, a impliqué au cours des ans plusieurs étudiants gradués. Les derniers travaux ont démontré l'efficacité certaine de la méthode de renforcement. Ce projet s'inscrit à la suite des projets antérieurs et vise à appliquer la méthodologie de renforcement à un ouvrage réel en plus de pousser la limite de la méthode atteinte lors des travaux précédents. Plus précisément, les objectifs de ce projet de recherche sont :

1. de proposer une solution de réhabilitation sismique d'un ouvrage réel par chemisage en BFUP des colonnes;
2. d'utiliser l'approche de conception basée sur la performance (CBP) introduite dans la dernière édition de la norme de calcul des ponts CSA-S6-14 pour faire l'analyse sismique de l'ouvrage;
3. d'étudier l'apport de la méthode de renforcement par chemisage en BFUP sur des piles mur trapues ( $H/B < 1.5$ );
4. d'élaborer un programme expérimental d'un spécimen reflétant le comportement des piles de l'ouvrage à l'étude.

Ce projet constitue une transition entre la recherche et l'application de la méthode de renforcement. En effet, ce projet permettra, une fois le programme expérimental à venir compléter, de clore en quelque sorte les travaux de validation de la méthode de renforcement sismique des piles rectangulaires par chemisage en BFUP. Suite à ce projet, une méthodologie plus générale sera proposée. Cette étape ultérieure, comme la réalisation des essais sur la pile trapue, excède la portée du présent projet de recherche.

### 1.4 Méthodologie

Le projet consiste d'abord, en collaboration avec le ministère des Transports, à identifier des ouvrages sur le territoire québécois qui présentent les déficiences énumérées précédemment, qui pourraient être admissibles à la méthode de renforcement et qui présentent les caractéristiques

géométriques visées par le présent projet de recherche. De cet exercice, un ouvrage cible est retenu. Une fois l'ouvrage trouvé, l'analyse de la demande sismique est par la suite effectuée en suivant les recommandations de la norme CSA-S6-14 afin d'évaluer le besoin de renforcement sismique.

Puis, l'analyse non linéaire de la capacité de l'ouvrage est faite en utilisant un modèle par éléments finis utilisant la loi de comportement des matériaux EPM3D. Finalement, l'élaboration du programme expérimental sera faite en s'assurant par la création d'un modèle d'éléments finis que le comportement du spécimen testé en laboratoire est similaire à celui des colonnes du pont étudié.

## **1.5 Organisation du mémoire**

Le mémoire est divisé en quatre parties. La revue de littérature présentée au chapitre suivant permet en premier lieu d'éclaircir les méthodes d'analyses sismiques, les types de renforcement de piles et les méthodes d'analyses non linéaires. Elle est suivie au chapitre 3 par la description du projet de renforcement sismique qui explique le choix de l'ouvrage, décrit l'ouvrage à l'étude, présente les analyses sismiques préliminaires et introduit la solution de réhabilitation proposée. La modélisation de l'ouvrage est par la suite présentée au chapitre 4 où l'on détaille l'évaluation de la demande et de la capacité et où la validation de la solution proposée est présentée. Finalement, l'élaboration d'un programme expérimental prévu dans la suite du présent projet est décrite au chapitre 5. Le chapitre 6 présente les conclusions et recommandations du projet de recherche.

## **CHAPITRE 2    REVUE DE LITTÉRATURE**

Ce chapitre permet d'expliquer les concepts utilisés au cours de ces travaux de recherche. Une revue des analyses parasismiques est d'abord effectuée. Les types de renforcement sismiques pour les piles rectangulaires et des piles trapues sont ensuite explorés. Finalement, un résumé de la recherche sur le béton fibré à ultra hautes performances est fait. Cette revue résume les points principaux abordés dans ce rapport, il n'en reste pas moins que pour plus de détails sur le sujet, le lecteur est invité à lire les travaux de Boucher-Proulx (2008), Dagenais (2014), Garneau (2015) et Jolicoeur (2016) qui traitent également de la réhabilitation sismique des piles rectangulaires par chemisage en BFUP.

### **2.1 Analyse parasismique**

#### **2.1.1 Philosophie**

Les analyses parasismiques sont souvent celles qui dicteront la conception d'un pont. Avec les années, la compréhension des séismes a évolué et, par le fait même, les concepts de conception parasismique se sont également améliorés afin d'éviter l'endommagement important voire l'effondrement d'une structure soumise à un séisme majeur comme il survenu trop souvent dans le passé. Contrairement aux calculs des charges usuelles qui se font dans le domaine élastique, le calcul parasismique se fait dans le domaine élasto-plastique. Selon cette approche, la plastification de certains éléments est permise lors de la reprise des charges sismiques parce que les charges sismiques peuvent parfois être tellement élevées que les coûts engendrés par un design sismique élastique ne seraient pas raisonnables comparativement à la probabilité qu'un séisme survienne mais aussi dû à la grande incertitude sur l'amplitude des séismes de calcul. Il est donc plus judicieux de sélectionner certains éléments afin qu'ils se plastifient sans se rompre, appelés rotules plastiques, et permettre ainsi d'éviter l'endommagement des autres éléments, les éléments protégés, qui restent dans le domaine élastique. Il peut être pertinent de rappeler qu'une structure linéaire demeure dans le domaine élastique et revient à son état d'origine une fois les efforts enlevés, alors qu'une structure qui a un comportement non linéaire et subit de grandes déformations élasto-plastiques comme c'est le cas des zones de rotules plastiques subiront localement des dommages et sont sujettes à rester déformées une fois les efforts enlevés.

### 2.1.2 Principe de la ductilité

Le calcul sismique repose sur le principe de ductilité de la structure. La ductilité est la capacité d'un élément à se déformer sans se rompre. Deux critères quantifient cette ductilité : le critère des déplacements égaux et le critère des énergies égales (Figure 2.1).

Le premier critère s'applique à des structures ayant une longue période naturelle. Dans ce cas, il est possible d'affirmer que les déplacements de la structure dans le domaine élastique sont équivalents à ceux de la même structure dans le domaine élasto-plastique. De cette façon, une structure peut être conçue pour résister à une charge plus petite, mais résistant à un même déplacement que celui requis pour résister à la demande sismique élastique.

Le niveau de ductilité est donc défini alors par :

$$\Delta = \frac{\Delta_e}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

où  $\Delta_e$  est le déplacement élastique maximal et  $\Delta_y$  est le déplacement au début de la plastification.

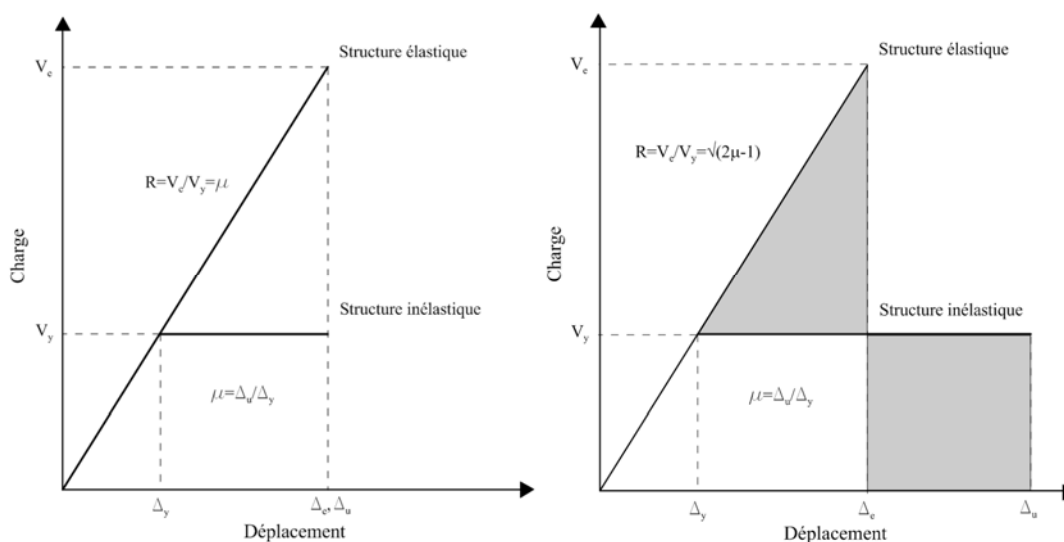
Dans un système parfaitement élastique le facteur de réduction sismique est donné par :

$$R = \frac{V_e}{V_y} = \Delta \quad (2.2)$$

Le second critère, celui des énergies égales, s'applique lorsque les périodes sont plus petites que le double de la période à l'accélération spectrale maximale (Paultre, 2005). Il a été démontré que, dans ce dernier cas, le déplacement élastique maximal possible peut être plus petit que le déplacement au début de la plastification. L'application du premier critère ne serait donc pas sécuritaire dans ce cas. C'est le cas notamment des structures rigides en béton armé pour lesquelles l'endommagement du matériau lors de la plastification crée une baisse de rigidité de la structure, ce qui augmente la période naturelle de la structure et entraîne une baisse d'énergie.

Dans ce cas-ci, le facteur de réduction sismique devient :

$$R = \frac{V_e}{V_y} = \sqrt{2\Delta - 1} \quad (2.3)$$



**Figure 2.1 : Critères de ductilité (tiré de (Garneau, 2015))**

Bien entendu, lorsque la période tend vers zéro, le facteur de réduction sismique  $R$  est égal à 1. C'est-à-dire que la structure reste dans le domaine élastique et qu'aucune plastification n'est possible.

## 2.1.3 Approches de conception

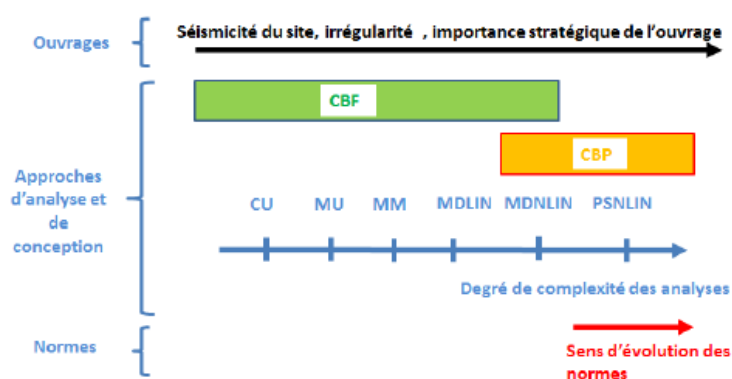
### 2.1.3.1 Évolution des approches

Bien que les charges sismiques apparaissent dans les éditions des années 1960 et 1970 de la norme CSA-S6, les règles de conception parasismiques permettant d'assurer des comportements ductiles ont été introduites pour la première fois dans l'édition 1988 (CSA-S6-88). Cependant, les exigences et concepts de calcul de cette norme étaient moins évolués que ce que préconisent les normes actuelles. Avant la norme, certains concepteurs ont utilisé des détails plus adéquats suite à l'évolution des codes aux États-Unis mais cette pratique n'était pas généralisée.

La norme CSA-S6-00 a été la première norme des ponts au Canada qui a introduit les concepts de ductilité, de dissipation d'énergie dans des éléments sélectionnés et la notion d'éléments protégés, selon la méthode basée sur la capacité. Un changement de philosophie majeur a récemment été introduit dans l'édition 2014 de cette norme (CSA-S6-14). Cette norme propose deux types d'approches de conception parasismique : la conception basée sur la force ou les efforts (CBF) et la conception basée sur la performance (CBP). La norme recommande l'utilisation d'une ou l'autre des approches selon l'importance de l'ouvrage et de son niveau de complexité. Les deux méthodes



font appel à plusieurs types d'analyses avec différents niveaux de complexité. Les exigences augmentent entre autres en fonction du type d'ouvrage, de la sismicité du site et de l'importance de l'ouvrage. L'évolution des approches de conception est montrée à la Figure 2.2. Les analyses les plus simples sont basées sur l'approche plus traditionnelle des forces (CBF) tandis que les analyses plus complexes sont basées sur la performance de l'ouvrage (CBP).



**Figure 2.2 Évolution des approches de conception (tirée de Massicotte, Ben Ftima, Conciatori et Jolicoeur (2014))**

### 2.1.3.2 Conception basée sur la force

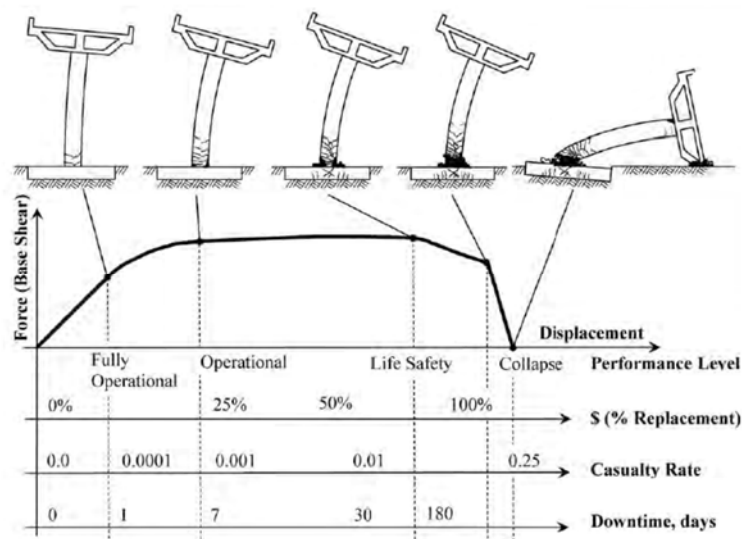
La conception basée sur la force est la méthode de design sismique traditionnelle et la plus simple. Elle est l'approche qui applique le principe de ductilité expliqué plus haut. C'est-à-dire, que certains éléments du pont sont conçus pour avoir un comportement ductile en fonction d'une force élastique calculée selon les spectres de réponse sismiques donnés par la norme. Ces éléments sont appelés rotules plastiques. Par la suite, les éléments protégés sont conçus pour demeurer élastiques lorsque soumis à la charge probable associée à la résistance des éléments non protégés.

Ce type d'approche a toutefois ses limitations, surtout lorsqu'elle est appliquée pour des structures en béton armé ou encore ayant des propriétés géométriques particulières. En effet, les niveaux de ductilité établis par la norme sont dictés par des structures typiques de sorte qu'à l'extérieur d'une certaine régularité, la réponse sismique peut être différente de celle supposée dans l'établissement de la méthode (Priestley, M. J. N., Calvi, & Kowalsky, 2007). La CBF est également fortement liée à l'estimation de la rigidité de l'élément qui est variable en fonction des principes utilisés pour les

structures en béton armé. L'estimation de l'inertie fissurée est un bon exemple. La CBP permet plus de liberté face au design de l'ouvrage que la CBF. C'est entre autres pour ces raisons que la CBP est de plus en plus utilisée.

### **2.1.3.3 Conception basée sur la performance**

La conception basée sur la performance est un concept plus récent, et relativement novateur dans les codes des ponts. Comme son nom le dit, elle est, par définition, un concept qui se repose sur la performance de la structure suivant la volonté du propriétaire d'ouvrage et selon le niveau d'aléa sismique choisi (S6-14). En d'autres mots, des paramètres de conception seront définis en fonction du niveau d'endommagement désiré de la structure selon la période de retour des séismes de conception. La Figure 2.3 illustre bien le concept et montre les différents niveaux d'endommagement. La norme S6-14 établit quatre critères de performance basés sur l'état de service à la suite d'un séisme : service immédiat (pleinement opérationnel), service limité (opérationnel pour les services d'urgence), service interrompu (opérationnel restreint suite à une inspection) et aucun service (ne doit pas s'effondrer lors de l'évacuation). Pour cette approche, les critères sont basés sur les déplacements ou les déformations induites aux éléments de la structure contrairement à la force utilisée pour la CBF. En plus d'établir des critères de performance, la norme canadienne distingue trois niveaux d'excitation établis en fonction d'une période de retour, soit la probabilité de dépassement du séisme en 50 ans : 475 ans (10% sur 50 ans), 975 ans (5% sur 50 ans), 2475 ans (2% sur 50 ans). Les critères de performance varient en fonction du niveau de performance.



**Figure 2.3 : Niveaux d'endommagement de la méthode CBP (tirée de (Moehle & Deierlein, 2004))**

## 2.1.4 Classification de l'ouvrage

La norme canadienne des ponts CSA-S6-14 dicte un processus de classification des ouvrages afin de recommander un type d'approche et de méthode de conception au concepteur. Il va comme suit.

1. La norme distingue trois catégories d'importance : les ponts essentiels, les ponts principaux et les autres. Cette catégorie est déterminée par le propriétaire de l'ouvrage.
2. L'aléa sismique est par la suite recueilli pour les différents niveaux de performance requis (2%, 5%, 10% dans 50 ans).
3. En tenant compte des propriétés du site de l'ouvrage, ces aléas sismiques sont mis à l'échelle pour trouver l'accélération spectrale de calcul pour un taux d'amortissement donné.
4. Une catégorie de performance sismique est trouvée grâce à l'accélération spectrale de 2475 ans obtenue pour la période naturelle de l'ouvrage (Figure 2.4). Elle est catégorisée de 1 à 3, 3 étant la plus importante.

		Catégorie de performance sismique	
Pour $T < 0,5$ s	Pour $T \geq 0,5$ s	Ponts essentiels	Ponts principaux et autres ponts
$S(0,2) < 0,20$	$S(1,0) < 0,10$	2	1
$0,2 < S(0,2) < 0,35$	$0,10 < S(1,0) < 0,30$	3	2
$S(0,2) \geq 0,35$	$S(1,0) \geq 0,30$	3	3

**Figure 2.4 : Catégorie de performance sismique (tirée de la norme CSA-S6-14)**

5. Avec toutes ces informations, l'approche de conception et la méthode d'analyse sont identifiées selon la régularité ou non de l'ouvrage tel qu'identifié aux Figure 2.5 et Figure 2.6. Ces méthodes sont présentées à la section suivante.

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers R	éguliers	Irréguliers R	éguliers
1	Aucune analyse sismique n'est requise					
2	CBP	CBP	CBP	CBF	CBF	CBF
3	CBP	CBP	CBP	CBF*	CBP	CBF

\*Une CBP peut être exigée par les pouvoirs de réglementation.

**Figure 2.5 : Exigences d'approches de conception (tirée de la norme CSA-S6-14)**

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers R	éguliers	Irréguliers	Réguliers
1	Aucune analyse sismique n'est requise					
2	ADE, ASNLPI et ATNL	ADE et ASNLPI	ADE et ASNLPI	ASE	ADE	ASE
3	ADE, ASNLPI et ATNL	ADE, ASNLPI et ATNL	ADE et ASNLPI	ADE	ADE	ASE

**Figure 2.6 : Méthodes d'analyses pour une période de retour de 2475 ans et 975 ans (tirée de la norme CSA-S6-14)**

## 2.1.5 Types d'analyses sismiques

Les analyses sismiques se distinguent en trois catégories : les analyses spectrales, les analyses temporelles et les analyses par poussées statiques non linéaires, énumérées ici du simple au plus complexe. La présente section explique les méthodes d'analyse proposées dans la norme S6-14.

### 2.1.5.1 Analyse spectrale

Quelques changements dans la méthodologie de ces analyses ont été apportés dans l'édition 2014 de la norme. Le concept de base reste toutefois le même. Ce type d'analyse est le plus simple puisqu'elles sont toutes élastiques. Deux types peuvent être distingués : les analyses statiques élastiques qui comprennent la méthode des charges uniformes ainsi que la méthode spectrale unimodale et les analyses dynamiques élastiques qui correspondent à l'analyse spectrale multimodale. Une seconde méthode est incluse dans la catégorie d'analyse dynamique élastique soit, l'analyse temporelle élastique. Elle sera abordée dans la section appropriée.

#### 2.1.5.1.1 Méthode de la charge uniforme (CU)

La méthode des charges uniformes consiste, comme son nom le dit, à appliquer une charge latérale arbitraire uniformément répartie au niveau du tablier dans chacune des directions afin de déterminer la rigidité latérale de la colonne K obtenue par :

$$K = \frac{p_o L}{V_{s,max}} \quad (2.4)$$

où  $L$  est la longueur totale du pont et  $V_{s,max}$  le déplacement de l'ouvrage dans la direction d'application de la charge  $p_o$ .

Il est par la suite possible d'estimer la période de la structure dans chacune des directions avec:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (2.5)$$

où

$W$  est le poids du pont

$g$  est l'accélération gravitationnelle

Et ainsi déterminer la force sismique élastique latérale minimale de l'ouvrage,  $V$  avec:

$$V = S(T)I_E W \quad (2.6)$$

où,

$S(T)$  est l'accélération spectrale de calcul de la période fondamentale  $T$  selon la direction

$I_E$  est le coefficient d'importance pour la conception basée sur la force

Pour finalement trouver la charge uniforme sismique statique équivalente,  $p_e$  avec :

$$p_e = V/L \quad (2.7)$$

Cette analyse est la plus simple à réaliser, mais elle n'est valable que pour des ponts simples puisqu'elle se base que sur le premier mode de vibration de la structure. Elle reste une approximation très grossière de la réponse exacte du système puisque les périodes calculées sont plus élevées que la réalité et que le déplacement maximal est souvent surestimé.

#### 2.1.5.1.2 Méthode unimodale (MU)

Tout comme la méthode des charges uniformes, la méthode unimodale se base sur le mode fondamental de chaque direction. La déformée de ce mode est trouvée, comme la CU, en appliquant arbitrairement une charge uniformément répartie. Ce qui diffère, c'est que la période fondamentale est trouvée en équilibrant les énergies cinétiques et potentielles de l'ouvrage donné par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_o g \alpha}} \quad (2.8)$$

où

$$\gamma = \int W(x) V_s^2(x) \quad (2.9)$$

et

$$\alpha = \int V_s(x) dx \quad (2.10)$$

Et finalement trouver la charge sismique statique équivalente,  $p_e(x)$  définit par :

$$p_e(x) = \frac{\beta S(T_a) I_E}{\gamma} W(x) V_s(x) \quad (2.11)$$

où

$$\beta = \int W(x) V_s(x) dx \quad (2.12)$$

Encore une fois, cette méthode reste approximation puisque les modes supérieurs ne sont pas pris en compte.

#### 2.1.5.1.3 Méthode multimodale (MM)

Contrairement aux deux méthodes précédentes, la méthode d'analyse multimodale tient compte des modes supérieurs liés à 90% de masse participative. La combinaison des modes doit être faite, soit par la combinaison quadratique complète (CQC) (Wilson, Der Kiureghian, & Bayo, 1981) ou encore par la somme absolue des quantités modales (SRSS) lorsque les modes sont rapprochés (moins de 10 %).

#### 2.1.5.2 Analyse temporelle

Ces analyses reposent sur l'intégration temporelle des équations de dynamiques du mouvement. Elles peuvent être linéaires ou non linéaires. Un système est dit non linéaire lorsque le matériau a un comportement élasto-plastique. Le code appelle cette méthode : la méthode du diagramme d'évolution, linéaire (MDLIN) et non linéaire (MDNLIN). La réponse sismique n'est plus évaluée en fonction de la période de la structure comme pour les méthodes spectrales, elle est évaluée en fonction du temps. Elle donne une réponse plus exacte de la réponse sismique.

L'intégration temporelle, qu'elle soit linéaire ou non linéaire peut se faire en suivant plusieurs méthodes qui sont bien expliquées dans les livres de dynamique (Paultre, 2005) (Chopra, 2012) que ce soit : Newmark, Wilson- $\theta$  ou HHT- $\alpha$ . Dans le domaine non linéaire, elle est, soit implicite ou explicite. La méthode implicite couramment utilisée est celle de Newmark tandis que la méthode explicite la plus utilisée est la méthode explicite des différences centrées (Paultre, 2005).

Afin de s'assurer d'avoir une réponse adéquate de la structure, le système doit être soumis à plusieurs enregistrements sismiques qui présentent des caractéristiques similaires à ceux probables du site d'études. La norme CSA-S6-14 exige un minimum de 11 enregistrements répartis sur un maximum de deux ensembles d'enregistrements pour l'analyse calibrée afin de correspondre au spectre de design. Les enregistrements peuvent être soit réels ou artificiels ce qui est fréquent pour des sites de l'est du pays puisqu'il y a moins d'enregistrements de séismes réels dans cette zone. Cette étape de prétraitement requiert du temps et est complexe. Atkinson a développé une méthode de calibrage adaptée aux zones sismiques canadiennes (Atkinson, 2009). De plus, ce genre d'analyse est souvent utilisé sur des modèles en trois dimensions surtout dans le cas d'une étude non linéaire de la structure principalement dû au fait que cette méthode est employée pour trouver la réponse sismique de structures plus complexes qui ne peut être trouvée par les méthodes spectrales, ce qui ajoute à la complexité de la méthode.

### **2.1.5.3 Poussée statique non linéaire (PSNLIN)**

Le dernier type d'analyse sismique est la poussée statique non linéaire employée lorsque l'approche CBP est utilisée. Elle est une analyse explicite, c'est-à-dire incrémentale, de la structure qui permet de trouver la capacité d'un élément afin de la comparer à la demande. La capacité est représentée par la courbe force-déplacement de l'ouvrage. Les modèles doivent représenter principalement les non-linéarités géométriques de l'ouvrage ainsi que la non-linéarité des matériaux pour assurer un comportement global et local représentant le plus fidèlement la réalité.

## **2.2 Renforcement sismique des piles**

Au cours des dernières années, plusieurs méthodes de réhabilitation sismique des colonnes de pont ont été développées. Ces méthodes permettent d'éliminer certaines défaillances présentes sur les ouvrages conçus principalement avant 1980 lorsque la conception sismique était presque inexistante soit : la perte d'ancrage des barres chevauchées par manque de confinement du béton,

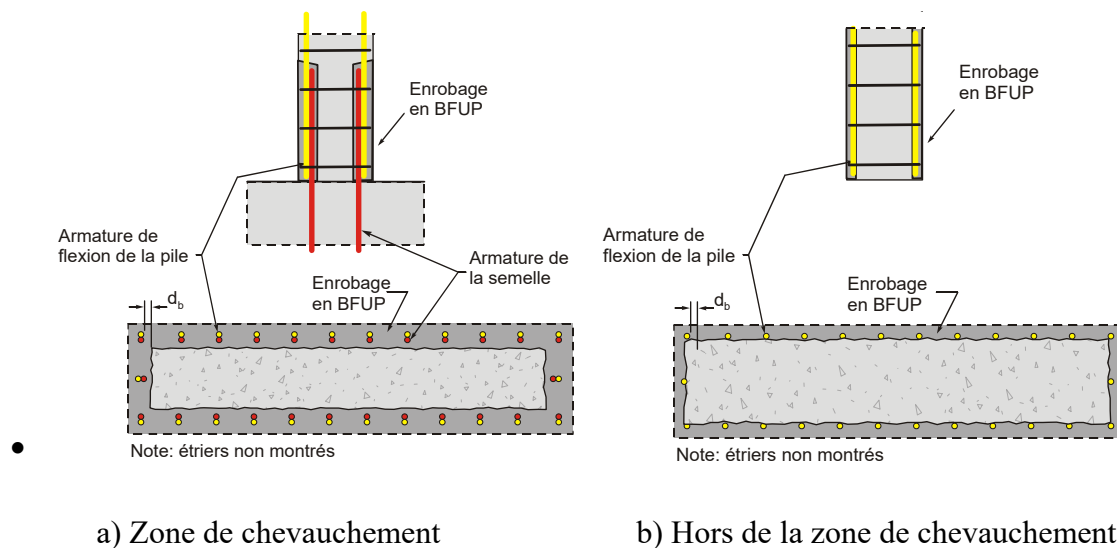


le faible taux d'armature de cisaillement et la mauvaise configuration de ceux-ci. Le but des réparations est d'augmenter le confinement du béton dans la zone de chevauchement des barres (généralement bas de la colonne) et d'augmenter également la résistance en cisaillement de cette partie.

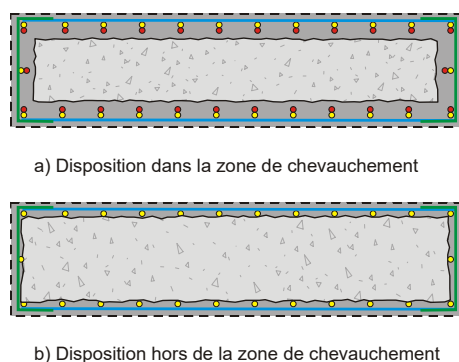
Des travaux de recherches ont été faits notamment sur des chemisages en acier au bas des colonnes en béton (Daudey & Filiatrault, 2000; Priestley, M. N. et al., 1994), en polymère renforcé de fibres (ElGawady et al., 2009; ElSouri & Harajli, 2011) et, finalement, en béton renforcé de fibres (Boucher-Proulx, 2008; Dagenais, 2014; Osorio, L. I., Paultre, Eid, & Proulx, 2014). Ces travaux portent principalement sur des colonnes circulaires, carrées ou faiblement rectangulaires. Dagenais (2014) et Garneau (2015) font un résumé détaillé des recherches sur les différentes méthodes de réhabilitation sismique des colonnes effectuées ces dernières années. Il ne sera donc pas fait de nouveau de fond en comble dans ce rapport. Le lecteur est cependant invité à lire les revues respectives de ces travaux pour une meilleure compréhension globale du sujet. Seulement un résumé des méthodes de renforcement des piles rectangulaires et des piles trapues sera détaillé dans cette section limitant ainsi la revue aux recherches liées plus précisément au sujet d'étude.

### **2.2.1 Colonnes élancées ( $H/B > 2.5$ )**

Le renforcement par béton renforcé de fibres s'est avéré particulièrement efficace sur les colonnes rectangulaires et même fortement rectangulaires élancées. On appelle une colonne fortement rectangulaire, des colonnes qui ont un rapport  $B/D$  plus grand que 2.0, où  $B$  est la plus grande dimension en plan et  $D$  la plus petite. On appelle une pile mur lorsque le rapport  $H/B < 2.5$ . Effectivement, les autres méthodes de chemisage énumérées précédemment ne permettent pas un confinement suffisant pour cette géométrie. Le béton fibré à ultra-hautes performances s'est avéré encore plus efficace (Boucher-Proulx, 2008) que le béton renforcé de fibres (BRF) (Vachon, 2004) puisqu'il a une résistance en traction très élevée, mais surtout un comportement écouissant. Non seulement le renforcement est efficace dans la zone de chevauchement, mais il l'est également sur toute la hauteur afin d'améliorer la résistance en cisaillement de la colonne. Le concept de renforcement est illustré sur les figures ci-dessous.



**Figure 2.7 - Concept d'utilisation du BFUP sur la hauteur de la pile (Massicotte, 2017)**



**Figure 2.8 - Concept de renforcement en cisaillement dans la direction transversale avec barres droites et en U chevauchées dans l'enrobage en BFUP (Massicotte, 2017)**

Une série de travaux de recherche et de programmes expérimentaux ont donc été effectués à l'École Polytechnique de Montréal sur le renforcement des piles rectangulaires par chemisage en BFUP, Boucher-Proulx (2008), Dagenais (2014), Garneau (2015) et Jolicoeur (2016). Un tableau en annexe montre les différents essais des piles renforcées par BFUP à Polytechnique. Au total 10 spécimens ont été testés avec différentes configurations de barres, d'étriers et de rapport H/B variant de 8.3 à 2.23, soit pour des piles élancées. Ces travaux de recherche ont mené aux conclusions suivantes :

- un chevauchement minimum de  $24 d_b$  doit être présent pour avoir un renforcement adéquat;
- la réparation de BFUP doit se faire jusqu'à une épaisseur de  $1 d_b$  derrière les barres longitudinales dans la zone de chevauchement et jusqu'aux barres d'armatures pour le renforcement en cisaillement du haut de la colonne le cas échéant;
- les 4 faces de la colonne devraient être réparées afin d'assurer un comportement monolithique de la réparation et d'assurer une protection dans toutes les directions;
- l'ajout d'étriers supplémentaires peut être fait si désiré;
- une méthode de mise en place convenable du BFUP doit être faite.

## 2.2.2 Colonnes trapues ( $H/B < 1.5$ )

Le terme colonne trapue est désigné ici pour identifier les colonnes ayant un rapport  $h/b$  plus petit que 1.5. La géométrie de ces piles les rend vulnérables aux ruptures fragiles de cisaillement puisque l'effort de cisaillement élastique est souvent plus critique que l'effort de cisaillement probable de la colonne. Dans ce cas-ci, il est impossible de développer un comportement ductile ce qui en résulte par une rupture fragile. Peu de recherche sur le renforcement sismique des colonnes de cette géométrie a donc été effectuée. Les prochaines sections expliquent donc le comportement des colonnes trapues lorsque soumis à des efforts sismiques ainsi que les considérations de modélisation qui doivent être prises en compte pour des éléments de cette géométrie.

### 2.2.2.1 Comportement sismique des colonnes trapues

Peu d'études dans le domaine des ponts portent sur le comportement sismique des colonnes trapues. Cependant, ce type de colonne peut être comparé à des murs de cisaillement qui ont des rapports géométriques similaires sinon parfois encore plus critiques (petits). Les travaux de recherche référés ici sont donc liés aux murs de cisaillement.

Deux approches de conception sismique peuvent être employées pour les murs de cisaillement : une conception ductile en flexion ou une conception élastique en cisaillement. Tel qu'expliqué plus haut, le premier cas est possible lorsque la résistance en cisaillement causé par le moment probable est plus petite que la résistance élastique en cisaillement. La rupture sera donc une rupture de flexion permettant ainsi une certaine ductilité et évitant une rupture fragile. Dans le cas contraire, une conception sismique élastique doit être considérée, car l'énergie d'absorption et de dissipation

occasionnée par une déformation plastique en flexion est beaucoup plus grande que celle causée par une déformation plastique en cisaillement. La ductilité acquise par un mode de rupture en flexion est donc largement supérieure à celle causée par un mode en cisaillement. C'est pourquoi la déformation des rotules plastiques est toujours due à un mode de flexion. Les recherches du comportement sismiques des murs de cisaillement se sont développées autour de l'évaluation de la résistance ultime en cisaillement (Collins & Mitchell, 1986; Osorio, E., Bairán, & Marí; Tan, Kong, Teng, & Guan, 1995; Wood, 1990) et au design de mur de cisaillement ayant un mode de rupture en flexion (Paulay, Priestley, & Syngé, 1982).

Hidalgo (Hidalgo, Ledezma, & Jordan, 2002) a fait une série d'essais sur des spécimens ayant différents rapports H/B et configurations d'armatures. Il en est venu aux conclusions suivantes :

- la capacité de déformation de l'élément diminue avec le rapport H/B;
- l'énergie d'absorption et de dissipation varie peu selon le rapport H/B et la configuration des armatures. Il obtient un rapport d'énergie moyen de 23%;
- la vitesse de détérioration après la rupture augmente plus le rapport H/B diminue.

Dans cette même étude, il a étudié l'influence de la rotation dans le haut des spécimens qui ont un double encastrement puisque l'angle de rotation est certainement faible compte tenu de la géométrie de l'élément. Il compare l'évaluation du moment en double courbure avec l'évaluation du moment lorsque la rotation est libérée dans le haut. Il conclut que pour un rapport H/B entre 2 et 1, il n'y a aucune différence entre les deux, mais qu'un écart allant jusqu'à 10% est remarqué lorsque le rapport est plus petit ou égal à 1.

Des recherches sur la conception sismique des murs en cisaillement critiquent les critères de déformations proposés dans les normes pour la conception basée sur la performance qui ne sont pas applicables aux murs de cisaillement (Almeida, Tarquini, & Beyer, 2016; Sánchez-Alejandro & Alcocer, 2010).

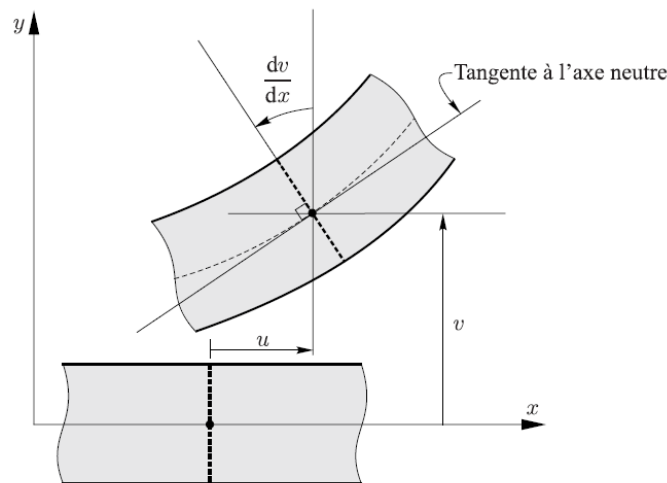
#### **2.2.2.2 Élément poutres et Timoshenko**

Tel qu'expliqué précédemment, la conception parasismique nécessite des analyses non linéaires. Les éléments finis sont souvent utilisés pour ce type d'analyse puisque l'interaction moment-charge axiale est bien représentée. Ces éléments sont valides pour les poutres élancées, mais la

réponse peut être faussée lorsque le cisaillement est critique. Dans le cas, par exemple, des éléments trapus. Certaines méthodes ont alors été développées pour pallier ce problème.

Les éléments poutres se comportent, comme son nom l'indique, comme des poutres. Plus précisément, ils permettent de modéliser tout élément d'une structure qui est soumis à des efforts axiaux, de flexion, de cisaillement et de torsion.

La théorie de poutre d'Euler-Bernoulli est la formulation la plus simple. Elle suppose que les sections droites et planes avant déformation restent droites et planes après déformations. Par contre, cette hypothèse néglige les déformations en cisaillement. Dans le cas de poutre élancée, les effets du cisaillement peuvent être négligés, mais pour des éléments de profondeur plus importante, ces effets sont non-négligeables.

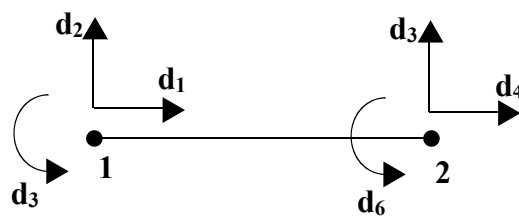


**Figure 2.9 : Théorie de Bernoulli (tiré de Bouaanani, 2012)**

Dans quel cas la matrice de rigidité globale est pour un élément de longueur  $L$ , d'aire  $A$  et dont l'inertie est  $I$  et le module d'élasticité  $E$  (Paultre, 2011):

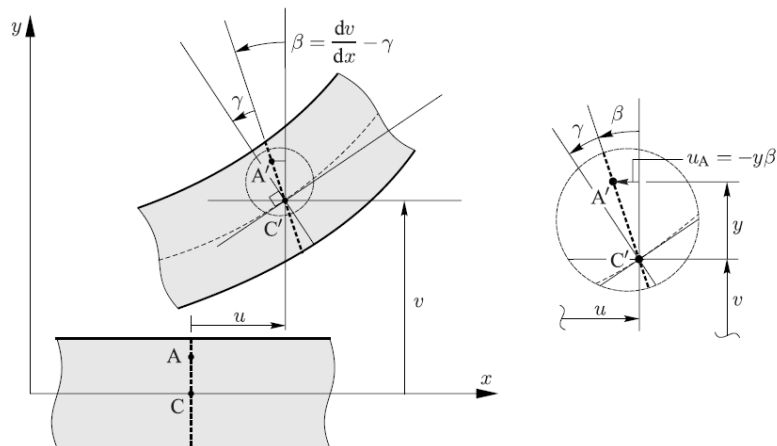
$$k = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

Cette matrice est donnée selon le système de référence illustré ci-dessous.



**Figure 2.10 : Éléments de poutre**

La façon la plus connue de palier à ce problème est d'utiliser la théorie des éléments poutres Timoshenko remédie à ce problème. Elle suppose que les sections restent planes après déformations, mais ne demeurent pas droites.



**Figure 2.11 : Théorie de Timoshenko (tiré de Bouaanani (2012))**

La matrice de rigidité devient alors :

$$k = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & 0 & -\frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(4+\Phi)EI}{L(1+\Phi)} & 0 & -\frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(2-\Phi)EI}{L(1+\Phi)} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(2-\Phi)EI}{L(1+\Phi)} & 0 & -\frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(4+\Phi)EI}{L(1+\Phi)} \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

où  $\Phi$  est défini par

$$\Phi = \frac{12EI}{GA_s L^2} \quad (2.15)$$

et

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.16)$$

$A_s$  est la section réduite en cisaillement, égale à 5/6 de l'aire pour une section rectangulaire, et  $G$  est le module de cisaillement.

Dans le cas de modélisation 2D d'éléments de poutres profondes, il est important de vérifier que la formulation adoptée par le logiciel utilisé tient compte des déformations en cisaillement. Dans le cadre de ce projet, deux logiciels ont été considérés pour évaluer la demande sismique de l'ouvrage : SAP2000 et SeismoStruct. SAP2000 utilise une formulation 3D d'éléments poutre qui prend en considération la flexion biaxiale, la torsion, les déformations axiales et les déformations biaxiales en cisaillement pour la formulation de ses éléments *frames* (SAPBasic). SeismoStruct utilise quant à lui des éléments fibres pour ses éléments poutres-colonnes et ce type d'éléments ne prend pas en considération les déformations en cisaillement (Ceresa, Petrini, & Pinho, 2007).

### 2.2.3 Composition et propriétés mécaniques du BFUP

Le béton fibré à ultra-haute performance est un béton composé de fibres (acier, polypropylène, nylon, polyester) ayant une résistance à la compression élevée. L'AFCG exige une résistance à la

compression plus grande que 150 MPa pour que le matériau soit qualifié de BFUP. Les principales différences en ce qui a trait à la composition du matériau par rapport à un béton ordinaire sont énumérées ci-après. D'abord, il comprend une quantité importante de fumée de silice qui augmente la densité du béton et améliore l'hydratation des grains de ciment. Puis, il a des granulats de plus petit diamètre qu'un béton ordinaire et, surtout, il ne contient pas de pierre. Il a également un rapport d'eau/liant plus faible qu'un BO. Finalement, il contient une quantité importante de fibres soit, de 2% à 6%.

Dans le cadre de ce projet, le BFUP utilisé est celui développé à l'École Polytechnique Montréal, ces propriétés sont comparées à celles d'autres types de béton à la Figure 2.12. Il a une résistance en compression de 120 à 180 MPa et une résistance en traction de 7 à 15 MPa. Il est composé de 2%-6% de fibres d'acier de 10 à 13 mm de longueur et de 160 à 200  $\mu\text{m}$ . L'avantage de la recette développée à Polytechnique est que le module d'élasticité de ce béton est similaire à celui d'un béton ordinaire ce qui permet une meilleure cohésion avec le béton ordinaire d'autant plus que le BFUP est souvent utilisé en complément du béton ordinaire par souci d'économie de coût.

Composition	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Rapport eau/liant	$\geq 0.40$	0.30 à 0.40	0.30 à 0.40	0.15 à 0.25
Liant	300-400 kg/m <sup>3</sup>	350 à 450 kg/m <sup>3</sup>	350 à 550 kg/m <sup>3</sup>	800 à 1000 kg/m <sup>3</sup>
Ajouts minéraux	Parfois	Oui	Oui	Oui
Sable	Oui	Oui	Oui	Oui
Pierre	Oui	Oui	Oui	Non
Fibres	Non	Non	40 à 120 kg/m <sup>3</sup> (0.5 à 1.5 %-vol.)	160 à 480 kg/m <sup>3</sup> (2 à 6 %-vol.)
Propriétés	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Compression - $f'_c$	20 à 40 MPa	50 à 90 MPa	50 à 90 MPa	120 à 180 MPa
Traction - $f'_t$	1.5 à 2.5 MPa	3.0 à 4.5 MPa	3.0 à 4.5 MPa	7 à 15 MPa
Module - $E_c$	20 à 25 GPa	25 à 35 GPa	25 à 35 GPa	30 à 45 GPa

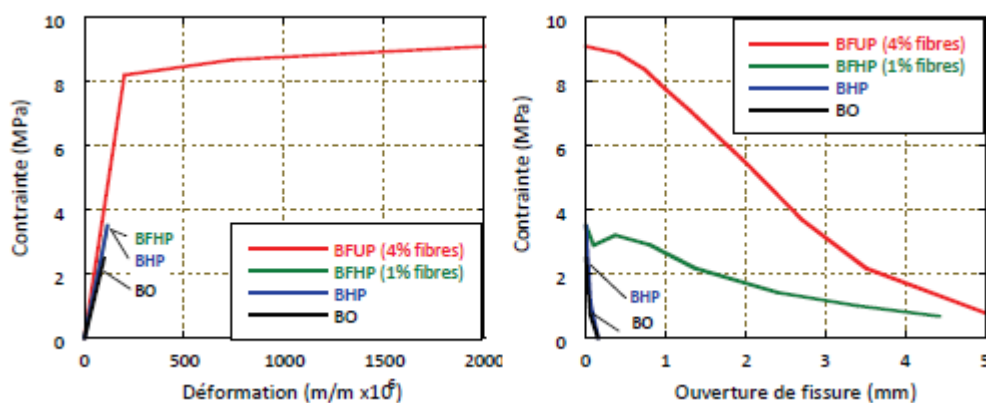
\* : Dosage en fibre minimal de 0.5% pour réduction de perméabilité et apport structural significatifs

**Figure 2.12 : Compositions de différents types de béton (tirée de Charon et Desmettres (2013))**

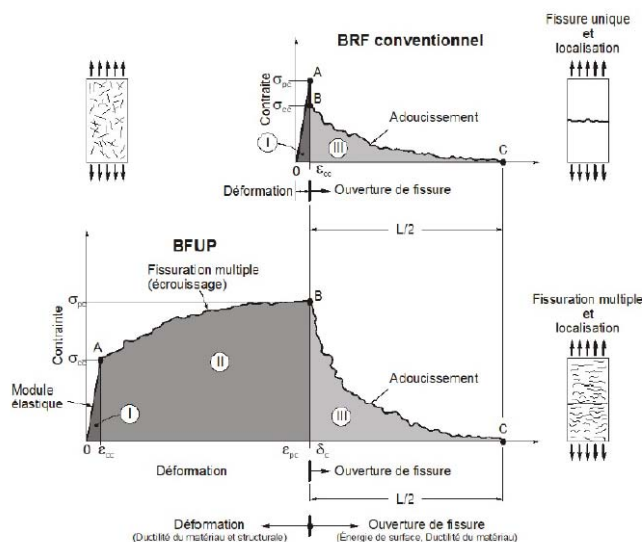
Bien que la résistance en compression du BFUP soit nettement supérieure aux autres bétons, même des bétons à haute performance, son avantage principal est que le comportement en traction a une phase d'écrouissage en pré-pic et une phase adoucissante en post-pic. En d'autres mots, le



comportement en traction du BFUP est ductile. La Figure 2.13 montre la différence flagrante entre le BFUP et les autres bétons. Naaman et Reinhardt (2006) identifient 3 phases du comportement en traction du BFUP : le comportement linéaire élastique (i), la microfissuration (plus petite que 0,05 mm) et l'écrouissage du matériau (ii) et l'adoucissement après l'atteinte de la résistance maximale (iii) (Figure 2.14).



**Figure 2.13 : Comportement en traction pré-pic et post-pic du BFUP (tirée de (Charron & Desmettre, 2013))**



**Figure 2.14 : Propriété en traction du BFUP (adaptée de Naaman, 2006)**

Donc, le BFUP apporte non seulement une augmentation de la résistance en traction d'un élément, mais contribue aussi à l'amélioration de la ductilité du système. C'est pourquoi il convient parfaitement au renforcement sismique.

## 2.3 Analyses non linéaires

Dans le cadre de ce projet, des analyses non linéaires sont faites à l'aide du module explicite d'Abaqus. Les prochaines sections expliquent la loi de comportement utilisé et expliquent le principe des analyses explicites.

### 2.3.1 Lois de comportement du béton armé EPM3D

Un modèle constitutif du comportement non linéaire de béton a été développé ces dernières années à l'École Polytechnique de Montréal le modèle EPM3D ou le modèle d'Endommagement Progressif Multiaxial tridimensionnel (Massicotte, Nour, Ben Ftima, & Yildiz, 2007). Les principes généraux de la loi seront présentés dans ce rapport. Pour une explication plus détaillée, il est recommandé de lire le manuel d'utilisation d'EPM3D (Massicotte, Nour, Ben Ftima, Yildiz, & Conciatori, 2012) et Aubrée (2014).

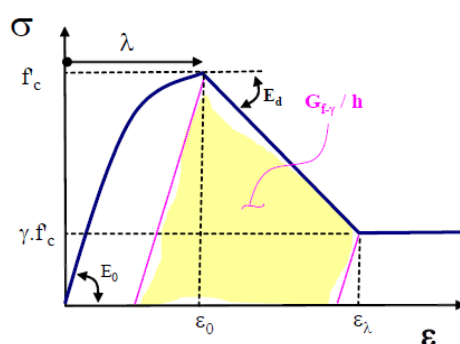
Les Figure 2.15 et Figure 2.16 montrent le comportement de la loi lorsque le matériau est soumis à des contraintes de compression et de traction. En somme, quatre lois de matériaux sont comprises

dans le modèle modélisant ainsi les comportements pré-pic et post-pic du béton en compression et en traction. La loi de compression est définie par un modèle hypoélastique, c'est-à-dire qu'elle est obtenue par une formulation incrémentale qui a été développée par Bouzaiene (1995). En traction, le modèle suit plutôt une approche macroscopique utilisant des lois déjà définies de raidissement en traction.

Pour les deux types de contraintes, le passage entre la phase pré-pic et post-pic est déterminé par une enveloppe de rupture. Deux modèles peuvent être utilisés : le modèle de Willam et Warnke (1975) et celui de Hsieh, Ting et Chen (1982).

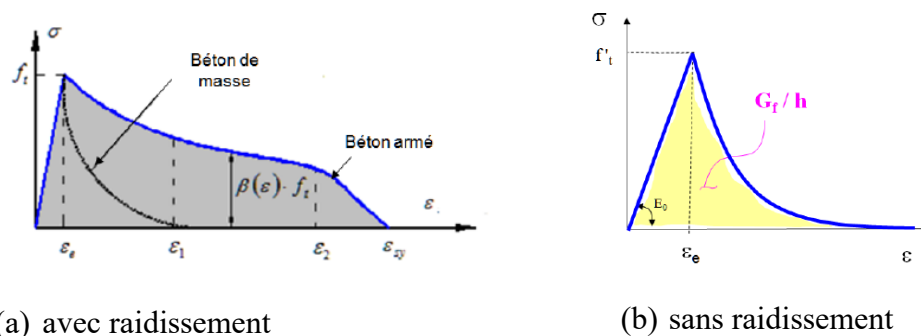
Le comportement du béton en compression en phase pré-pic contient un critère d'endommagement variant de 0 à 1 développé par Bouzaiene (1995). Zéro représentant le béton sain et 1 la contrainte maximale (pic). Il permet de tenir compte de la perte de rigidité due à un chargement cyclique qui peut causer des dommages permanents au béton. Ce critère est calculé en fonction des contraintes principales de compression par rapport aux déformations uniaxiales.

La courbe post-pic en compression est, quant à elle, définie par une droite de pente négative  $E_d$  qui dépend entre autres de la longueur caractéristique du maillage, mais qui est assez complexe à obtenir. Cette variable est bien expliquée dans les travaux de Jolicoeur (2016). En résumé, plus le modèle contient de confinement et plus le module d'élasticité initial est grand, plus  $E_d$  sera petit, c'est-à-dire que le déchargement se fera lentement. Cette droite devient à pente nulle lorsqu'une certaine contrainte résiduelle fonction de la résistance en compression est atteinte.



**Figure 2.15 : Comportement en compression du béton sur EPM3D (tirée de Ben Ftima (2013))**

La loi pré-pic en traction est linéaire élastique. Cependant, en post-pic deux comportements peuvent être définis selon la prise en compte ou non du raidissement en traction. Le raidissement en traction est l'apport de résistance en traction amené par le béton sain situé près des barres qui se trouve entre les fissures. Effectivement au droit d'une fissure, la traction du béton est nulle, cependant certaines masses de béton non fissuré restent autour des barres et aident à la résistance en traction, il améliore surtout la capacité de déformations comme illustrée à la Figure 2.16a. Cinq modèles de comportement de raidissement en traction sont proposés sur EPM3D : a) Fields et Bischoff (2004), b) CEB-FIP (1993), c) Collins et Mitchell (1991), d) Belarbi and Hsu (1994) et e) AIJ (1986). Si le raidissement est ignoré, une loi post-pic adoucissante est proposée (Figure 2.16b). Il est important de noter que les modèles de raidissement en traction sont valables que pour le béton ordinaire. La modélisation du BFUP dans le cadre de ce projet ne tient pas compte du raidissement en traction. Par ailleurs, autant pour la compression que pour la traction, le principe de conservation d'énergie est employé dans la phase post-pic en tenant compte, dans le cas de la traction, de l'énergie de fissuration.



**Figure 2.16 : Comportement en traction du béton sur EPM3D (tirée de Ben Ftima (2013))**

### 2.3.2 Module Explicit d'Abaqus

Le modèle constitutif EPM3D est un module complémentaire utilisé sur le module *explicit* du logiciel ABAQUS. Ce logiciel a été déterminé comme étant le meilleur pour accueillir la loi EPM3D suite à une étude comparative faite sur 3 logiciels : ABAQUS, ADINA et ANSYS (Ben Ftima, M, 2005). ABAQUS a été choisi pour sa rapidité de prétraitement, pour sa capacité de

résoudre des analyses non linéaires et pour la possibilité d'ajouter des modules complémentaires tels EPM3D.

L'analyse implicite est le type de résolution le plus répandu. Elle est composée d'un processus itératif jusqu'à l'atteinte de convergence. Cette méthode fonctionne bien pour les modèles linéaires, mais ceux non linéaires sont parfois difficiles à converger. C'est pourquoi les analyses de type explicite sont de plus en plus utilisées pour la résolution de systèmes non linéaires. Avec cette méthode, la résolution du problème se fait explicitement dans le temps en résolvant l'équation dynamique du mouvement et ne nécessite donc pas d'itérations. Même si les analyses explicites ont été créées pour résoudre des systèmes dynamiques, il est possible de résoudre un problème statique. Dans ce cas, on appelle les analyses quasi statiques et elles se déroulent sur une période de temps virtuelle.

$$M\ddot{U} = PI \quad (2.17)$$

La résolution de l'équation de dynamique se fait par la méthode des différences centrées. Le processus est expliqué dans les travaux de Ben Ftima (2013). En bref, à chaque pas de temps, la force appliquée au nœud est transformée en accélération jusqu'à ce que l'équilibre interne soit fait. Afin que l'analyse reste stable, il ne faut pas dépasser un pas de temps critique. ABAQUS recommande qu'il ne dépasse pas :

$$\Delta t_{stable} = \frac{2}{\omega_{max}} \quad (2.18)$$

Où  $\omega_{max}$  est la fréquence propre maximale du système. Cette valeur est difficile, voire impossible à obtenir. Le logiciel propose donc une estimation de celui-ci qui est le rapport de la longueur caractéristique d'un élément sur la vitesse de propagation de l'onde dans l'élément.

$$\Delta t_{stable} = \frac{L_c}{C_d} \quad (2.19)$$

Avec, pour un matériau linéaire :

$$C_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.20)$$

Dans le cas d'une analyse quasi statique, le temps de chargement devrait être dix fois la période fondamentale du système afin de garder l'analyse statique selon ABAQUS. Pour vérifier la stabilité du système, il faut s'assurer que le rapport de l'énergie cinétique sur l'énergie totale interne du système soit inférieur à 5%. Ben Ftima (2013) recommande toutefois un temps supérieur à 20 fois la période.

## CHAPITRE 3 DESCRIPTION DU PROJET DE RENFORCEMENT

L'objectif de ce projet de recherche étant d'appliquer une solution de réparation à un ouvrage réel, une analyse préliminaire de plusieurs ponts a d'abord été faite. Ce chapitre présente le processus entrepris pour choisir l'ouvrage. Par la suite, les résultats préliminaires pour l'ouvrage retenu sont présentés ainsi que les solutions de réhabilitations proposées.

### 3.1 Choix de l'ouvrage

Une sélection de ponts au Québec a été retenue par le ministère des Transports du Québec, maintenant le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET), afin de faire des analyses préliminaires pour déterminer l'ouvrage principal de l'étude. Ces ponts ont été choisis en fonction de certaines caractéristiques. D'abord, les piles du pont devaient être fortement rectangulaires, avec un rapport largeur sur profondeur de la section (B/D) au-dessous de 2.0 et avoir un rapport hauteur/largeur (H/B) en dessous de 2.5 pour être qualifié de pile-mur selon la norme S6-14, mais préférablement sous 1.5 pour que la pile soit encore plus trapue que celles étudiées lors des travaux de recherche précédents. Le pont devait avoir été construit dans les années 60 ou 70, puisque, lors de cette période, les exigences de conception des détails des armatures sont reconnues aujourd'hui comme étant déficientes pour assurer un comportement adéquat lors de séismes. En particulier, l'espacement des étriers est souvent trop grand, ce qui réduit considérablement sa résistance aux charges latérales, alors que l'absence de crochets à leurs extrémités les rend souvent inefficaces sous l'action des sollicitations cycliques associées aux séismes. Finalement, l'ouvrage devait idéalement avoir un tablier en béton, car ces derniers sont plus lourds qu'un tablier en acier.

Au final, 5 ponts ayant les caractéristiques citées plus haut ont été considérés. Avant de présenter les résultats des analyses préliminaires, une brève présentation des ponts est faite au Tableau 3.1. Tout au long du chapitre, les ponts sont identifiés en fonction des numéros reliés à ceux attribués par le MTMDET sans pour autant les identifier de manière explicite. Par ailleurs, une élévation et une vue en plan de chacune des piles sont données à l'annexe A.

**Tableau 3.1 : Propriétés des ponts étudiés fournis par le MTMDET**

Ponts	P-08	P-12	P-15	P-16	P-19
Lieu	Centre-du-Québec	Bas-St-Laurent	Laurentides	Chaudière-Appalaches	Capitale-Nationale
Année de construction	1965	1971	1975	1975	1974
Nombre de travées	4 travées	5 travées	3 travées	4 travées	3 travées
Rapport hauteur/largeur de la colonne	1.93	1.15	1.25	1.9	5
Tablier	Poutres d'acier	Dalle pleine en béton armé	Poutres de béton	Poutres de béton	Poutres de béton
Type de sol	Catégorie E	Catégorie E	Catégorie B (roc sain)	Catégorie E	Catégorie C
Particularité	Pont biais	Pont biais et légère courbe	2 piles avec 2 colonnes fortement rectangulaires chacune	Pont droit	2 piles avec 2 colonnes rectangulaires chacune
Réhabilitation	Réhabilitation du tablier en 2008. Remplacement du tablier en béton pour un tablier en acier. Réfection des chevêtres et remplacements des appareils d'appui.	Aucune réfection faite depuis sa construction	Aucune réfection faite depuis sa construction	Aucune réfection faite depuis sa construction	Réparations du pont en 2013 au niveau de la dalle, des culées et des appuis

Les analyses préliminaires du pont consistent à estimer les efforts sismiques de conception avec la méthode des charges uniformes. Cette méthode est choisie, car elle est simple à utiliser et rapide d'exécution. Par la suite, les résistances en flexion des colonnes sont trouvées à l'aide du logiciel d'analyse sectionnelle AIS développé à Polytechnique (Massicotte et al 2014). La résistance en cisaillement est calculée à l'aide des formules de la norme S6-14 (CSA, 2014).

Avant de faire ces analyses, certains ponts ont été éliminés simplement parce qu'ils ne rencontraient pas certains critères. Le pont P-19 n'a pas été retenu, d'abord parce qu'il présente un ratio hauteur sur largeur trop élevé pour le type de géométrie visé par ce projet de recherche mais aussi parce que ce type de pile a été étudié dans un projet de maîtrise parallèle (Jolicoeur, 2016). Le pont P-08 a également été retiré puisqu'il a eu une réhabilitation des colonnes en 2008 et qu'il a été décidé en



cours de projet qu'il serait souhaitable que le pont choisi puisse éventuellement faire l'objet d'une réhabilitation sismique dans un avenir proche. Considérant le retrait de ces deux ponts de la liste, l'analyse préliminaire a porté sur trois ponts, soit le P-12, P-15 ainsi que le P-16.

Les efforts sismiques sont d'abord estimés avec la méthode des charges uniformes. Cette méthode consiste à appliquer, comme son nom le dit, une charge uniforme horizontalement au centre de gravité du tablier dans la direction transversale et au bas des appuis dans la direction longitudinale. On obtient alors le déplacement maximal du tablier à chacune des piles. En divisant la force totale appliquée par le déplacement maximal, on obtient, pour chacune des directions longitudinale et transversale, la rigidité des piles qui sert ensuite pour déterminer la période fondamentale,  $T_a$ , de l'ouvrage en supposant que le premier mode fondamental gouverne (équation 3.1).

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (3.1)$$

où,

$m$  est la masse totale

$K$  est la rigidité du pont

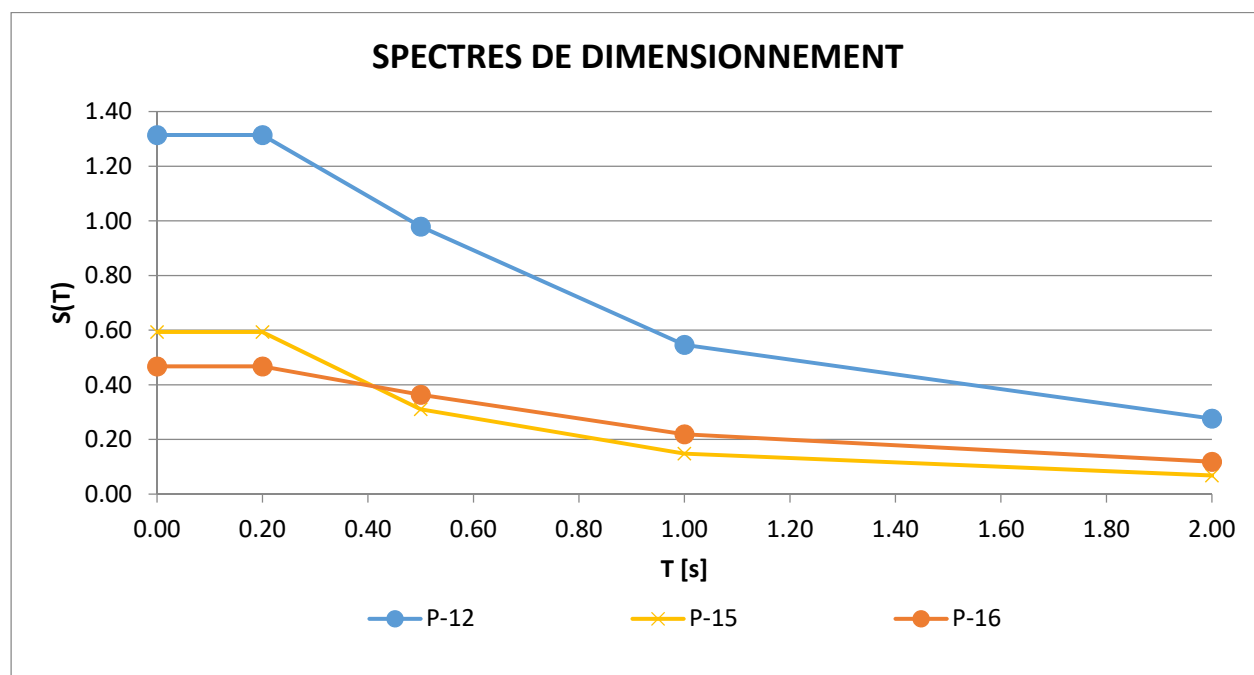
Finalement, la force sismique reprise par les piles dans chacune des directions est calculé.

Par la suite, la résistance de chacune des piles est évaluée. Comme indiqué plus tôt, la résistance en flexion est estimée à l'aide du logiciel AIS, la charge axiale étant considérée. La résistance en cisaillement est évaluée simplement à l'aide de la méthode simplifiée de la norme S6-14. Pour le calcul de cet effort, la charge axiale est négligée afin de simplifier les calculs.

La démarche employée pour faire ces analyses préliminaires est détaillée à la section 3.3 où elle est présentée pour l'ouvrage choisi afin d'alléger le texte. L'objectif de la présente section est surtout de relever les différences de comportement entre les ponts.

Les spectres de dimensionnement pour chaque site pour une période de 2% dans 50 ans sont montrés sur la Figure 3.1. L'amplitude des spectres est influencée par la localisation du pont et la nature des sols. On constate que les efforts sismiques dans la région du pont P-12 sont plus grands qu'aux emplacements des autres ponts. Ce pont est situé dans une région où l'intensité sismique est très élevée en plus d'être construit sur un sol mou de type E. Les deux autres ouvrages sont situés

dans des zones d'intensité sismique moindre. Le pont P-15 est construit sur un sol de type B alors que le pont P-16 se trouve sur un sol de type E.



**Figure 3.1 : Spectres de dimensionnement pour une période de retour de 2475 ans des ponts P-12, P-15 et P-16 (selon CSA-S6-14)**

Le Tableau 3.2 résume les variables utilisées pour ces analyses. Le détail de la démarche employée pour ces calculs est présenté pour l'ouvrage choisi à la section 3.3.1 de ce chapitre.

**Tableau 3.2 : Variables pour les analyses préliminaires**

Variable	Description	Considérations
$V_e$	Effort tranchant élastique	
$M_e$	Moment élastique	$M_e = V_e \times H$ en courbure simple, et $M_e = V_e \times H/2$ en courbure double
$M_y$	Moment plastique	$M_y = M_e / R$
$M_r$	Moment résistant pondéré	Avec $f_y, f_c, \phi_s = 0.9$ et $\phi_c = 0.75$
$M_n$	Moment résistant nominal (art. 4.7.2)	Avec $f_{yn} = 1.1f_y$ pour $R < 3$ $f_{yn} = 1.2f_y$ pour $R \geq 3$ $f_{cn} = 1.25 f_c$
$M_p$	Moment résistant probable (art. 4.4.10.4.3)	$M_p = 1.3 M_n$
$V_p$	Effort tranchant probable	$V_p = M_p / H$ en courbure simple $V_p = 2 M_p / H$ en courbure double
$V_{design}$	Effort tranchant de conception	$V_{design} = \min [V_e, V_p]$
$V_r$	Effort tranchant résistant pondéré	Avec $f_y, f_c, \phi_s = 0.9$ et $\phi_c = 0.75$ et $V_r = V_c + V_s$

Le Tableau 3.3 résume les résultats trouvés pour les trois ponts. Il est divisé en 3 sections pour chacune des directions. La première évalue la demande, la seconde indique la capacité alors que la troisième présente les rapports demande/capacité pour un comportement élastique et pour un comportement ductile pour lequel le moment de flexion est réduit par le coefficient de modification de réponse,  $R$ .

Le rapport D/C de comportement élastique signifie, lorsqu'il est inférieur à 1.0, que le comportement attendu sera élastique sous les efforts sismiques de conception. Une valeur supérieure à 1.0 indique qu'un renforcement est requis. Le rapport D/C de comportement ductile indique, lorsqu'il est supérieur à 1.0, le manque de résistance requis pour atteindre le niveau de ductilité  $R$  cible selon la méthode de la charge uniforme.

En comparant les résultats, on remarque que le pont P-15 a, selon les analyses préliminaires, une résistance suffisante pour reprendre les efforts sismiques. Pour les ponts P-12 et P-16 la rupture est gouvernée par l'effort tranchant, ce qui n'est pas recommandé pour une conception parasismique. Ces ponts constituent de bons candidats pour un renforcement sismique.

Les efforts sismiques du pont P-12 sont plus que le double de ceux du pont P-16, cependant le pont P-16 a une très faible résistance en cisaillement ce qui explique la nécessité d'une réhabilitation sismique sur ce pont. Par contre, le rapport H/B des piles du pont P-16 de 1.9 se rapproche à celui étudié précédemment qui était de 2.1 et pour lequel la méthode a été confirmée (Garneau, 2015; Jolicoeur, 2016). Le rapport est de 1.25 dans le cas du pont P-12. Le choix de cet ouvrage permettrait de valider la méthode de renforcement pour des rapports beaucoup plus bas que ceux étudiés auparavant et de vérifier l'apport de ductilité pour des piles de cette géométrie. L'ouvrage final choisi est donc le pont P-12 situé dans le Bas-du-Fleuve.

Tableau 3.3 : Résultats des analyses préliminaires – Efforts critiques

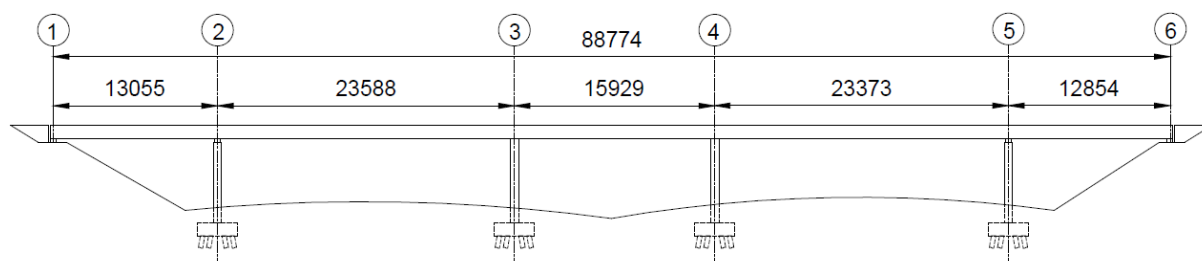
	P-12		P-15		P-16	
	Direction transversale	Direction longitudinale	Direction transversale	Direction longitudinale	Direction transversale	Direction longitudinale
Demande pour une période de retour de 2475 ans						
h [m]	7.19	6.64	6.86	6.05	7.88	7.01
Courbure	simple	double	simple	simple	simple	simple
$V_e$ [kN]	7 713	10 304	2 504	1 816	4 144	1 741
$M_e$ [kNm]	55 490	34 209	17 185	10 988	32 643	12 204
<b>R</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>4</b>
<b><math>M_y</math> [kNm]</b>	<b>27 745</b>	<b>8 552</b>	<b>8 593</b>	<b>2 747</b>	<b>16 321</b>	<b>3 051</b>
$V_p$ [kN]	16 893	4 316	8 019	2 125	5 553	1 670
<b><math>V_{design}</math> [kN]</b>	<b>7 713</b>	<b>4 316</b>	<b>2 504</b>	<b>1 816</b>	<b>4 144</b>	<b>1 670</b>
Capacité disponible						
Charge axiale	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D
<b><math>M_r</math> [kNm]</b>	<b>75 083</b>	<b>9 233</b>	<b>32 851</b>	<b>7 148</b>	<b>31 147</b>	<b>8 417</b>
$M_n$ [kNm]	93 484	11 021	42 330	9 889	33 651	9 005
$M_p$ [kNm]	121 530	14 328	55 029	12 855	43 747	11 707
<b><math>V_r</math> [kN]</b>	<b>4 279</b>	<b>2 756</b>	<b>3 393</b>	<b>3 994</b>	<b>2 088</b>	<b>1 250</b>
Demande/Capacité						
Comportement élastique (<1: adéquat)						
$M_e/M_r$	<b>0.74</b>	3.71	0.52	1.54	1.05	1.45
$V_e/V_r$	1.80	3.74	0.74	0.45	1.98	1.39
Mode de rupture	Cisaillement	Cisaillement	Cisaillement	Flexion	Cisaillement	Flexion
Comportement ductile (<1: adéquat, >1: renforcement requis)						
$M_y/M_r$	Élastique	0.93	Élastique	0.38	0.52	0.36
$V_{design}/V_r$	<b>1.80</b>	<b>1.57</b>	0.74	0.45	<b>1.98</b>	<b>1.34</b>
Mode de rupture	Cisaillement	Cisaillement	Aucune	Aucune	Cisaillement	Cisaillement

## 3.2 Ouvrage à l'étude

Cette section présente plus en détail l'ouvrage à l'étude. D'abord, une description détaillée de l'ouvrage est faite. Puis, les simplifications et hypothèses considérées dans le projet de recherche sont présentées.

### 3.2.1 Description de l'ouvrage

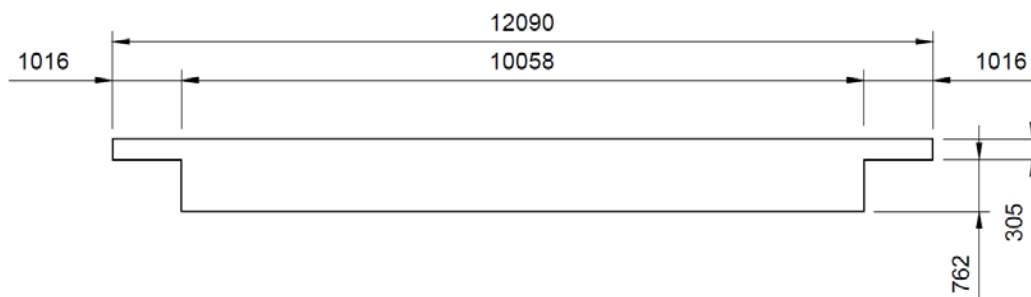
Le pont étudié est situé dans la région du Bas-du-Fleuve. Sa construction date de 1971 et, d'après les informations que nous avons, aucuns travaux majeurs au niveau des piles n'ont été réalisés depuis sa construction. L'ouvrage en béton de 88.7 m de longueur est composé de cinq travées continues et de quatre piles trapues en forme papillon. Le pont repose sur des fondations profondes sur pieux avec une profondeur au roc de  $\pm 15$  m (élevations de +11' sous les semelles et de -40' au niveau du schiste). Le sol est composé principalement d'argile silteuse et de sable ; un sol de catégorie E est donc considéré. Le pont présente un profil courbe en plan et un devers (5.4%). Les Figure 3.2 à Figure 3.5 montrent une élévation du pont, le système structural, une coupe du tablier et une coupe type d'une pile type. Le tablier est une dalle épaisse de 3'6" d'épaisseur pour la portion intérieure avec des dalles minces en porte-à-faux sur les rives. Les deux piles centrales (axes 3 et 4) sont encastrées dans le tablier alors qu'aux axes 2 et 5, quatre appareils d'appui assurent le lien entre le dessus de la pile et le tablier dans la direction transversale (déplacement transversal restreint) mais laissent les déplacements libres dans la direction longitudinale. Au niveau des culées, quatre appareils d'appuis en néoprène fretté sont utilisés.



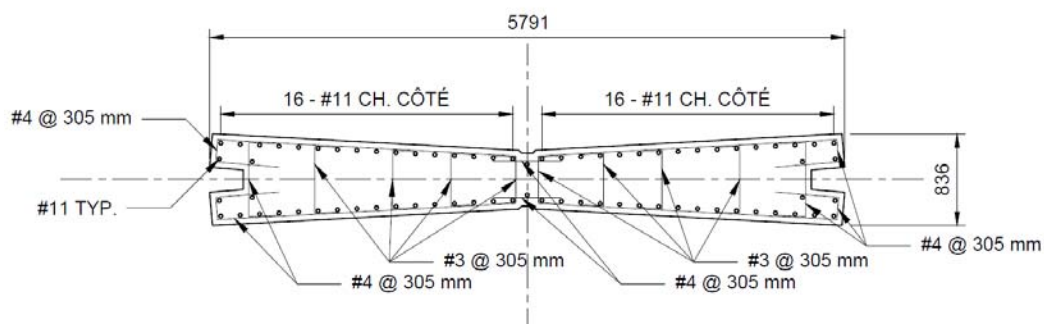
**Figure 3.2: Élévation pont P-12**



**Figure 3.3: Système structural dans l'axe du pont**



**Figure 3.4: Coupe du tablier**



**Figure 3.5 : Coupe d'une pile**

### 3.2.2 Simplifications et hypothèses

Afin de simplifier et alléger les analyses, quelques hypothèses sont posées. D'abord, on considère un pont droit, car la courbe n'est que légère et son incidence sur le comportement sismique ne changera pas la portée de ce projet. En fonction des données géotechniques disponibles, un sol de catégorie E est pris. Cependant, dans le cas d'un projet concret, une vérification auprès d'un

ingénieur géotechnique devrait être faite. Finalement, d'un point de vue sismique, en considérant un pont droit, les efforts transversaux sont repris au niveau des quatre piles alors que les efforts longitudinaux sont repris que par les deux piles centrales (axe 3 et 4), les culées étant munies d'appuis en néoprène, il est supposé que ceux-ci ne peuvent transmettre aucune charge latérale dans la condition actuelle.

### 3.2.3 Section équivalente

La section des piles du pont n'est pas de forme régulière (Figure 3.5). Afin de simplifier les analyses et les essais expérimentaux, une section équivalente rectangulaire est déterminée. Comme l'aspect géométrique hauteur sur largeur de la pile constitue un paramètre important de l'étude, la plus grande dimension, soit 5791 mm, est conservée. En utilisant la même aire que la section réelle, cela conduit à une épaisseur équivalente de 664 mm. Le pourcentage de barres d'armature est le même pour les deux sections. Une hauteur moyenne de 6.64 m est utilisée dans les analyses préliminaires. L'encadré montré de la Figure 3.6 ci-dessous résume les propriétés de section des piles.

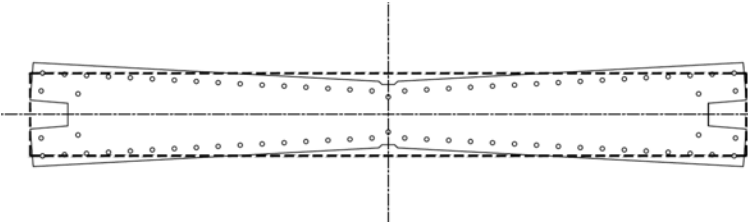
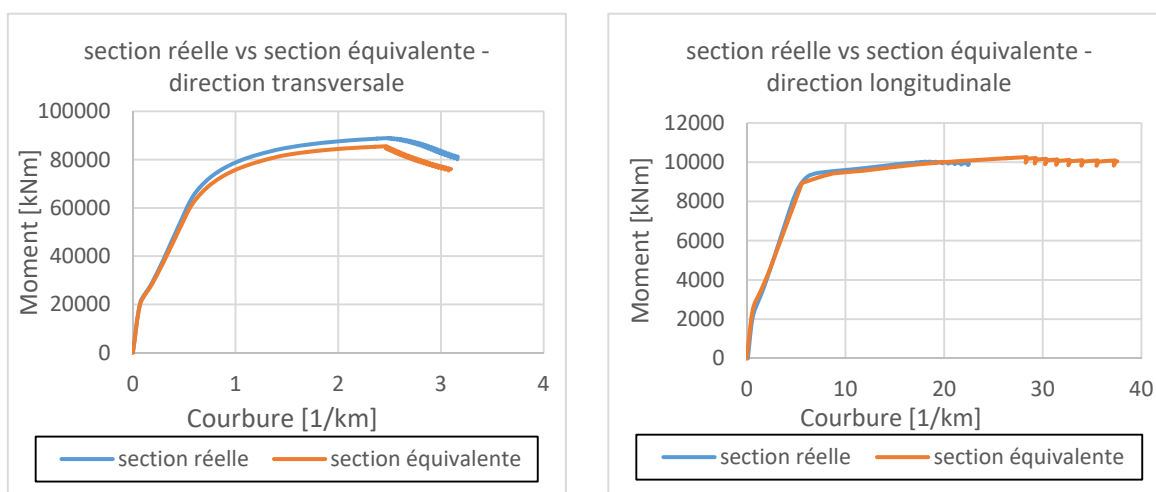
<u>Coupe d'une pile</u>	<u>Armature</u>
	<b>74 barres #11</b>
Section exacte : 5791 mm x var. (482 mm – 838 mm)	$A_b = 1006 \text{ mm}^2, f_y = 415 \text{ MPa}$
Section équivalente : <b>5791 mm x 664 mm</b> (section utilisée pour l'analyse)	Étriers # 4 @ 305 mm
Hauteur de la pile : <b>6.64 m</b>	$A_b = 129 \text{ mm}^2, f_y = 415 \text{ MPa}$
	Pourcentage d'acier dans le béton : <b><math>\rho = 1.94\%</math></b>
	<u>Béton</u>
	$f'_c = 28 \text{ MPa}$

Figure 3.6: Résumé des propriétés de section



Le comportement de la section équivalente doit être similaire à celui de la section réelle. Afin de s'en assurer, les deux sections ont été modélisées dans les deux directions avec le logiciel AIS. Les propriétés nominales, sans coefficients de tenue, ont été utilisées. Les réponses moment-courbure montrées sur la Figure 3.7 illustrent le comportement en flexion des 2 sections, réelle et équivalente. Les résultats obtenus sont semblables malgré la variation dans la géométrie. L'écart entre le moment maximal des deux sections est respectivement de 4.8% et 2.3% dans les directions longitudinales et transversales. Puisque la différence est faible, les analyses ultérieures sont faites avec la section équivalente.



**Figure 3.7 : Comportement moment-courbure des piles**

### 3.2.4 Exigences de la norme S6-14

Le propriétaire de l'ouvrage classe l'ouvrage dans la catégorie d'importance : ponts principaux (*major-route bridges*). Selon la figure 2.4, la catégorie de performance sismique est de 3. Pour ces catégories, la norme exige une conception basée sur la force (CBF) dans le cas de pont régulier et une conception basée sur la performance (CBP) lorsqu'il y a des irrégularités structurales, spécifiant que pour un ouvrage régulier la CBP peut être exigée par le propriétaire de l'ouvrage (figure 2.5). Selon les exigences indiquées au tableau 4.14 de la norme S6-14, l'ouvrage retenu est un pont irrégulier vu que le rapport des portées entre les travées adjacentes est de 1.8, excédant la limite de 1.5 pour un pont comportant 5 travées continues. Dans le cadre du projet de recherche, une CBP sera employée selon les exigences de la norme mais aussi puisque c'est l'approche qui permet le plus de latitude sur la conception sismique, aspect important en réhabilitation. Dans les

analyses préliminaires présentées dans ce chapitre l'approche de conception basée sur la force est adoptée pour déterminer la stratégie de réhabilitation. Des analyses élastiques dynamiques (ADE) (figure 2.6) et des analyses non linéaires par poussée statique (PSNLIN) seront utilisées au chapitre suivant.

### **3.3 Analyses préliminaires**

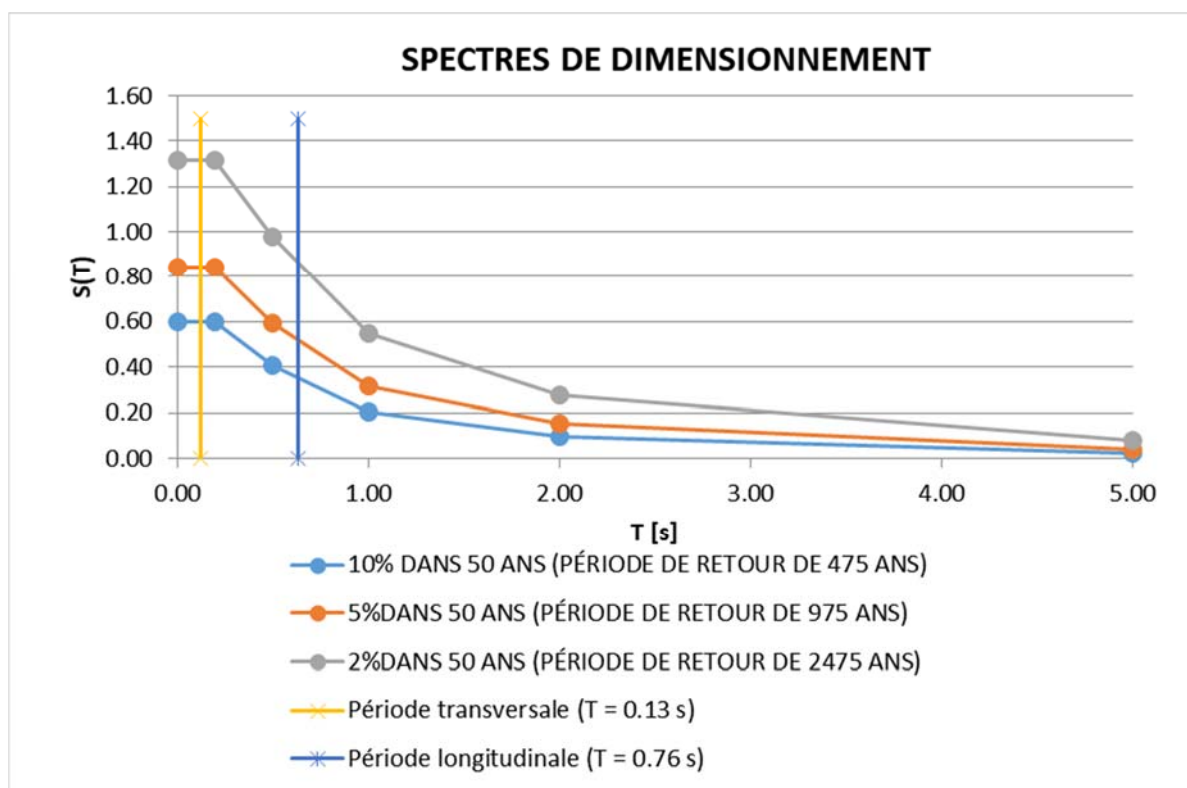
Cette section présente plus en détail la démarche employée pour l'analyse préliminaire de l'ouvrage. D'abord, l'évaluation de la demande est expliquée suivie du calcul de la capacité.

#### **3.3.1 Demande – Méthode de la charge uniforme**

Comme expliqué plus haut, la méthode de la charge uniforme est utilisée pour l'analyse préliminaire du pont selon la norme S6-14, car c'est une méthode simple et rapide d'avoir une estimation globale de la réponse sismique. D'abord, les efforts dus aux charges sismiques sont trouvés dans les deux directions. La méthode de la charge uniforme consiste, comme le nom le dit, à appliquer une charge uniformément répartie sur le côté du pont, au centre de gravité du tablier pour la direction transversale et au-dessus des piles dans la direction longitudinale. Pour ce faire, un modèle sur SAP 2000 (CSI, 2010) est fait. Les prochaines sections expliquent les étapes suivies pour trouver les efforts repris par une pile dans les deux directions.

##### **3.3.1.1 Spectre de design**

Les données du spectre de réponse utilisé dans le cadre du projet sont prises à partir du site Séismes Canada (Canada, 2015). Tel qu'exigé par la norme S6-14, les spectres sont déterminés pour trois périodes de retour : 2% dans 50 ans (2475 ans), 5% dans 50 ans (975 ans) et 10% dans 50 ans (475 ans) pour un sol de catégorie E. Les spectres de design, présentés ci-dessous, sont déterminés selon l'article 4.4.3 de la norme S6-14.



**Figure 3.8 : Spectres de design**

### 3.3.1.2 Propriétés des piles et du tablier

Les piles et le tablier sont modélisés dans le modèle SAP2000 à l'aide d'éléments poutre. Les propriétés de section sont indiquées au Tableau 3.4. Elles tiennent compte à la fois de la rigidité flexionnelle et de la rigidité en cisaillement. Pour la direction transversale, la longueur effective est de 7.19 m, soit la hauteur entre le dessus de la semelle et le centre de gravité du tablier, tandis que pour la direction longitudinale, la hauteur est prise entre le dessus de la semelle et le haut de la pile. Les propriétés non fissurées de la pile ont été utilisées pour cette première évaluation. Les résultats sont plus conservateurs de cette manière. Lors d'analyses plus approfondies présentées ultérieurement, l'inertie fissurée sera considérée.

**Tableau 3.4 : Propriétés des piles et du tablier dans le modèle SAP2000**

	Piles	Tablier
Aire de la section, A [m <sup>2</sup> ]	3.85	11.35
Moment d'inertie par rapport à l'axe 3, I33 [m <sup>4</sup> ]	0.1416	1.11
Moment d'inertie par rapport à l'axe 2, I22 [m <sup>4</sup> ]	10.75	109.5
Aire en cisaillement dans la direction 2, As2 [m <sup>2</sup> ]	3.206	9.226
Aire en cisaillement dans la direction 3, As3 [m <sup>2</sup> ]	3.206	9.670
Inertie torsionnelle, J [m <sup>3</sup> ]	0.5259	3.83
Module de section par rapport à l'axe 3, S3 [m <sup>3</sup> ]	0.4261	2.00
Module de section par rapport à l'axe 2, S2 [m <sup>3</sup> ]	3.714	18.12

### 3.3.1.3 Accélération spectrale

L'article 4.5.3.1 de la norme S6-14 donne les conditions pour l'utilisation de la méthode de la charge uniforme. La méthodologie est expliquée à la section 3.1. Les périodes ainsi que l'accélération spectrale dans chaque direction à partir du spectre de design obtenues par cette méthode sont montrés au Tableau 3.5.

**Tableau 3.5 : Accélération spectrale**

Direction	T <sub>a</sub> [s]	S(T <sub>a</sub> )		
		10%	5%	2%
Transversale	0.132	0.600	0.844	1.314
Longitudinale	0.760	0.303	0.448	0.754

### 3.3.1.4 Efforts

Pour une analyse élastique statique, les efforts sismiques sont déterminés comme suit (Article 4.4.7.4 de la norme S6) :

$$V_e = S(T)I_E W \quad (3.2)$$

et

$$V = V_e / R \quad (3.3)$$

Dans la direction transversale, le coefficient de modification de réponse  $R$  visé est de 2.0, car il s'agit d'une pile-mur. Dans la direction longitudinale, le facteur  $R$  visé est de 4.0 (tableau 4.17 de la norme S6-14).

Le coefficient d'importance,  $I_E$ , est 1.0 puisque la CBP est utilisée. Par contre, dans le cas d'une CBF, un  $I_E$  égal à 1.5 doit être pris. Les efforts dans la direction longitudinale sont repris par les piles 3 et 4 seulement et une courbure double  $M = V \cdot h/2$  est considérée.

### 3.3.2 Capacité en flexion et en cisaillement

Les résistances en flexion sont déterminées avec le logiciel AIS. Les moments résistants, pondérés et probables, sont calculés pour une charge permanente non pondérée. Pour le moment résistant pondéré, des coefficients de tenue de 0.75 pour le béton et de 0.90 pour l'acier d'armature sont considérés. Pour le calcul du moment nominal, des coefficients de 1.0 sont utilisés alors que les résistances prévues sont considérées : pour le béton, la résistance en compression est multipliée par un coefficient de 1.25, pour l'acier, la limite élastique est majorée de 1.1 dans la direction transversale ( $R < 3$ ) et de 1.2 dans la direction longitudinale ( $R \geq 3$ ). Le moment probable correspond à 1.3 fois le moment nominal. Les résultats sont présentés au Tableau 3.3

La résistance à l'effort tranchant est déterminée par l'équation donnée à l'article 8.9.3.3 de la norme, soit :

$$V_r = V_c + V_s \quad (3.4)$$

où

$$V_c = 2.5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v \quad (3.5)$$

et

$$V_s = \frac{\phi_s f_y A_v d_v \cot(\theta)}{s} \quad (3.6)$$

en s'assurant que

$$A_v > 0.15 f_{cr} (b_v s / f_y) \quad (3.7)$$

$$V_r < 0.25 \phi_c f'_c b_v d_v \quad (3.8)$$

Avec la méthode simplifiée,  $\beta = 0.10$  et  $\theta = 42^\circ$  à la rotule plastique et  $\beta = 0.18$  et  $\theta = 45^\circ$  ailleurs. La contribution d béton  $V_c$  est comptée dans les deux directions est égale à 2455 kN. Cette hypothèse sera cependant ajustée pour le calcul final au chapitre suivant. La résistance amenée par les étriers,  $V_s$ , est égal à 1824 kN pour la direction transversale et à 1256 kN pour la direction longitudinale.

### 3.4 Résultats pour les piles existantes

Les résultats obtenus de l'analyse préliminaire pour les piles existantes 3 et 4 et les piles 2 et 5 sont respectivement présentés au Tableau 3.3. Dans la condition existante sans renforcement, les piles présentent une résistance d'environ 40% de la résistance requise. En éliminant le mode de rupture par manque de confinement des armatures de flexion à la base des piles, il est possible d'obtenir un comportement ductile dans la direction longitudinale ( $R = 4.0$ ) alors que le comportement demeure élastique dans la direction transversale. Dans cette condition, la rupture sera fragile en cisaillement dans la direction transversale puisque la capacité en cisaillement la plus critique résistant aux efforts tranchants reste dans le domaine élastique. Par ailleurs, dans la direction longitudinale, la résistance en cisaillement n'est pas suffisante pour permettre la formation d'une rotule plastique, le rapport demande/capacité étant de 1.57.

### 3.5 Solutions de renforcement proposées

D'un point de vue technique, il est tout à fait faisable de rendre l'ouvrage adéquat pour rencontrer les exigences sismiques en renforçant les piles et leurs semelles, et en modifiant le système de résistance aux charges latérales. Les solutions retenues ici sont réalistes.

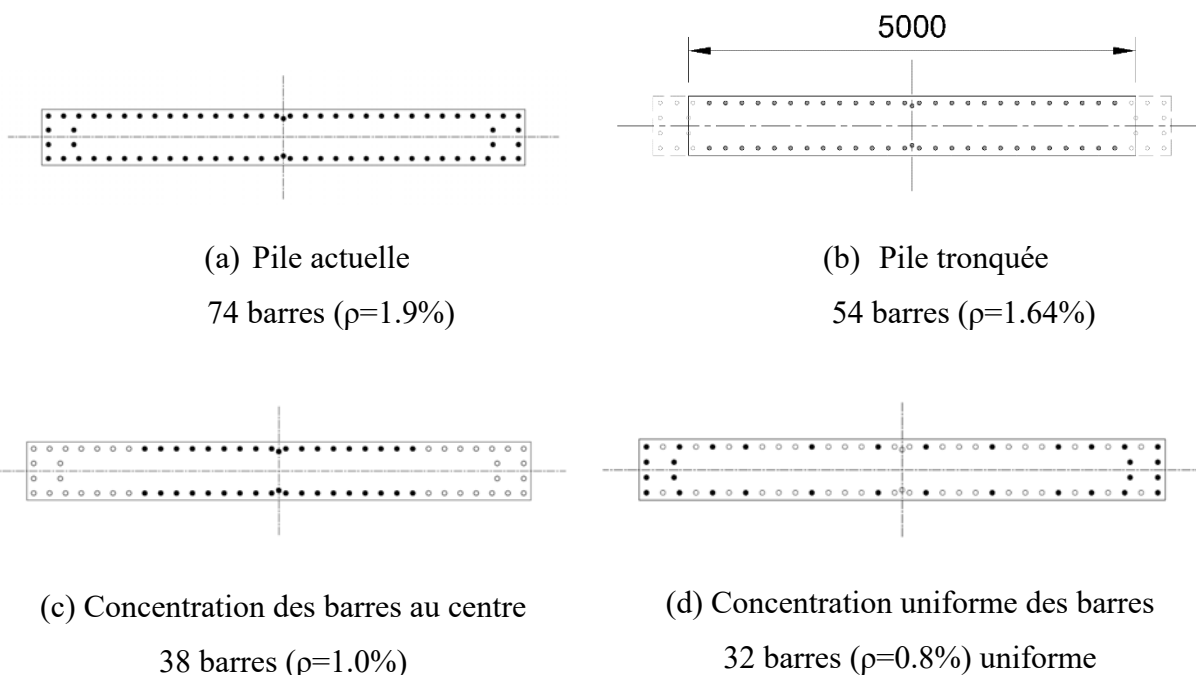
La première action consiste à bloquer les déplacements aux culées dans la direction transversale à l'aide de clés de cisaillement ou butées. Les semelles des piles n'ayant pas été conçues pour reprendre les moments associés aux efforts sismiques devront être renforcées et ancrées au roc selon la demande associée au comportement de la solution retenue. Comme ce projet porte sur la ductilité des piles, ces modifications, adoptées dans les analyses, ne seront pas étudiées en détail dans la suite du document, mais leur renforcement devra être considéré dans le cas d'une réhabilitation sismique du pont.

Pour les quatre piles de l'ouvrage, il est possible de les modifier et de les renforcer afin qu'elles puissent présenter un comportement ductile advenant un séisme majeur. Pour y parvenir trois interventions sont requises :

1. réduire la capacité en flexion des piles dans la direction transversale, tout en conservant une capacité suffisante dans les deux directions, afin de réduire au niveau requis les efforts de conception et ainsi diminuer la demande sur les semelles et l'ancrage au roc;
2. éliminer les modes de ruptures fragiles dans la zone de chevauchement;
3. augmenter la résistance en cisaillement.

### **3.5.1 Modification du moment résistant des piles**

Comme il a été mentionné plus haut, dans l'état actuel, il n'est pas possible de développer une rupture ductile en flexion dans la direction transversale. La configuration des barres d'armatures doit être modifiée pour s'assurer d'avoir ce type de rupture. Plusieurs solutions sont explorées afin de déterminer la solution de réparation idéale. La Figure 3.9 illustre la pile originale et les trois solutions explorées. La première solution (Figure 3.9b) consiste à tronquer la pile à ses deux extrémités afin de réduire l'aire de la section et le nombre de barres verticales. La seconde solution (Figure 3.9c) consiste à conserver la section originale, mais de couper les barres provenant de la semelle au bas de la pile aux deux extrémités pour ne conserver que le nombre nécessaire de barres dans la partie centrale. La dernière solution (Figure 3.9d) reprend le même principe que la précédente, mais en considérant que les barres d'ancrage à la semelle sont coupées en alternance.



**Figure 3.9 : Configuration de barres des solutions étudiées**

Pour les trois solutions étudiées, le rapport  $M_e / M_r$  est donné au Tableau 3.6. Une valeur inférieure à 1.0 indique qu'un comportement élastique est attendu alors qu'une valeur supérieure à 1.0 indique la valeur de R cible. On constate que pour les trois solutions les valeurs pour le moment excèdent 1.0 pour les directions longitudinale et transversale, ce qui est l'objectif recherché. Le rapport  $M_y / M_r$  indique, pour les valeurs inférieures à 1.0 dans la direction transversale, que la capacité de la pile est suffisante, mais généralement excessive pour rencontrer la valeur de R visée. Dans la direction longitudinale, les valeurs excédant 1.0 signifient qu'une valeur de R supérieure à la valeur spécifiée est requise.

Le Tableau 3.6 donne également les rapports de demande / capacité (D/C) élastiques et de conception pour le cisaillement. Dans la direction transversale, les rapports sont égaux et supérieurs à 1.0, indiquant que selon la méthode de CBF un comportement élastique est attendu peu importe la solution. Dans la direction longitudinale, les rapports pour la conception élastiques et de conception diffèrent, indiquant qu'un comportement non linéaire ductile est anticipé. Selon la solution retenue, différentes exigences de renforcement sont requises.



La solution de la pile tronquée remplit les objectifs visés et comme elle est la plus simple à mettre en œuvre, elle est celle adoptée pour la suite de l'étude. Avec ce choix, on constate que les piles devront être renforcées en cisaillement dans les deux directions. Cette solution serait toutefois plus avantageuse en diminuant les efforts élastiques dans la direction transversale afin de favoriser une rupture ductile. Dans la direction longitudinale la demande en flexion devrait également être diminuée. Pour atteindre ces objectifs, le système structural de résistance aux charges latérales doit être modifié.

**Tableau 3.6: Demande/Capacité des piles 3 et 4 - Solutions étudiées**

Solutions	Direction transversale				Direction longitudinale			
	Me/Mr	Ve/Vr	My/Mr	Vdesign/Vr	Me/Mr	Ve/Vr	My/Mr	Vdesign/Vr
Condition actuelle 74 barres ( $\rho=1.9\%$ )	0.74	1.80	Élastique	1.80 (Ve)	3.71	3.74	0.93	1.57 (Vp)
Solution tronquée 54 barres ( $\rho=1.63\%$ )	1.29	2.40	0.65	2.40 (Ve)	5.56	4.22	1.39	1.15 (Vp)
Concentration des barres au centre 38 barres ( $\rho=1.0\%$ )	1.00	2.04	0.50	2.04 (Ve)	3.85	3.25	0.96	1.01 (Vp)
Répartition uniforme des barres 32 barres ( $\rho=0.8\%$ )	1.32	2.04	0.66	2.04 (Ve)	6.59	3.86	1.65	0.90 (Vp)

### 3.5.2 Modification du système structural

Deux options impliquant la modification du système structural sont explorées afin d'améliorer le comportement sismique. Le Tableau 3.7 résume les efforts sismiques pour la condition réelle ainsi que pour les deux options du système structural.

Les deux options impliquent de tronquer les quatre piles aux extrémités sur toute la hauteur afin de réduire la quantité de barres d'armature, tel qu'indiqué plus haut, afin d'obtenir un comportement ductile dans les deux directions sans toutefois dépasser la résistance en flexion. Les piles tronquées ont ainsi une largeur de 5000 mm au lieu de 5791 mm. Des clés de cisaillement sont aussi ajoutées aux niveaux de culées pour permettre la reprise des efforts transversaux également à ce niveau. Le Tableau 3.8 et le Tableau 3.9 présentent respectivement le comportement des piles 3 et 4 et des piles 2 et 5 avec 54 barres au lieu de 74, soit 1.64% d'armature avant le renforcement en BFUP pour la demande requise pour la condition existante et les deux options de système structural.

**Tableau 3.7: Efforts sismiques élastiques dans les deux directions pour la condition actuelle et les deux options avec modification du système structural**

Efforts élastique (kN)			
	Condition actuelle	Option 1	Option 2
Direction Transversale			
Culée 1	0	4 496	4 304
Pile 2	10 353	4 688	5 029
Pile 3	7 713	8 872	8 724
Pile 4	7 682	8 812	8 663
Pile 5	10 153	4 571	4 913
Culée 6	0	4 463	4 270
Direction longitudinale			
Culée 1	0	0	0
Pile 2	0	0	2 165
Pile 3	10 304	9 731	8 659
Pile 4	10 304	9 731	8 659
Pile 5	0	0	2 165
Culée 6	0	0	0

### 3.5.2.1 Option 1 : Efforts longitudinaux repris par les piles centrales

Cette option est celle qui nécessite le moins de modifications dans le modèle structural du pont. Tout comme l'analyse effectuée pour la condition actuelle, on suppose pour cette solution que les piles 2 et 5 travaillent uniquement dans la direction transversale. On suppose également que les piles 3 et 4 travaillent en courbure double, hypothèse qui nécessitera cependant des analyses supplémentaires afin de déterminer le comportement réel de ces piles.

### 3.5.2.2 Option 2 : Efforts repris par les 4 piles dans les 2 directions

Dans cette deuxième option, les 4 piles sont sollicitées dans les 2 directions, ce qui implique de modifier les appareils d'appui pour les piles 2 et 5. Cela implique que les piles 2 et 5 devront être

attachées au tablier à leur sommet, sans toutefois restreindre les rotations à cet endroit. Elles seront soumises à une flexion en courbure simple dans les deux directions alors que les piles 3 et 4 travaillent en courbure double.

### **3.5.3 Analyse de la demande / capacité des deux options**

Avec la première option, on remarque qu'il y a une rupture en flexion dans la direction longitudinale et qu'un renforcement en cisaillement est toujours nécessaire dans les deux directions. L'effort probable est toujours plus grand que l'effort élastique dans la direction transversale ne permettant pas une rupture ductile en flexion. La capacité en flexion dans la direction longitudinale n'est plus suffisante pour avoir un niveau de ductilité requis par la norme.

Les résultats de l'option 2 sont similaires à l'option 1 pour ce qui est de la direction transversale puisque les efforts changent peu. Cependant, en répartissant les efforts longitudinaux aux quatre piles, on réduit la demande en flexion des piles centrales comptant sur le renforcement en BFUP pour combler le manque en ductilité et la résistance en cisaillement.

**Tableau 3.8 : Résultats de la demande / capacité de la pile existante et des options de réhabilitation (piles 3 et 4)**

PILES 3 et 4						
	Pile existante		Option de réhabilitation 1		Option de réhabilitation 2	
	Direction transversale	Direction longitudinale	Direction transversale	Direction longitudinale	Direction transversale	Direction longitudinale
Demande pour une période de retour de 2475 ans						
h [m]	7.19	6.64	7.19	6.64	7.19	6.64
Courbure	simple	double	simple	double	simple	double
$V_e$ [kN]	7 713	10 304	8 872	9 731	8 724	8 659
$M_e$ [kNm]	55 490	34 209	63 827	32 308	62 762	28 748
<b>R</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>4</b>
<b><math>M_y</math> [kNm]</b>	<b>27 745</b>	<b>8 552</b>	<b>31 913</b>	<b>8 077</b>	<b>31 381</b>	<b>7 187</b>
$V_p$ [kN]	16 893	4 316	11 068	2 660	11 068	2 660
<b><math>V_{design}</math> [kN]</b>	<b>7 713</b>	<b>4 316</b>	<b>8 872</b>	<b>2 660</b>	<b>8 724</b>	<b>2 660</b>
Capacité						
Charge axiale	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D
<b><math>M_r</math> [kNm]</b>	<b>75 083</b>	<b>9 233</b>	<b>49 362</b>	<b>5 809</b>	<b>49 362</b>	<b>5 809</b>
$M_n$ [kNm]	93 484	11 021	61 248	6 794	61 248	6 794
$M_p$ [kNm]	121 530	14 328	79 623	8 832	79 623	8 832
<b><math>V_r</math> [kN]</b>	<b>4 279</b>	<b>2 756</b>	<b>3 695</b>	<b>2 304</b>	<b>3 695</b>	<b>2 304</b>
Demande/Capacité						
Comportement élastique (<1: adéquat)						
$M_e/M_r$	<b>0.74</b>	3.71	1.29	5.56	1.27	4.95
$V_e/V_r$	1.80	3.74	2.40	4.22	2.36	3.76
Mode de rupture	Cisaillement	Cisaillement	Cisaillement	Flexion	Cisaillement	Flexion
Comportement ductile (<1: adéquat, >1: renforcement requis)						
$M_y/M_r$	Élastique	0.93	0.65	<b>1.39</b>	0.64	<b>1.24</b>
$V_{design}/V_r$	<b>1.80</b>	<b>1.57</b>	<b>2.40</b>	<b>1.15</b>	<b>2.36</b>	<b>1.15</b>
Mode de rupture	Cisaillement	Cisaillement	Cisaillement	Flexion	Cisaillement	Flexion

**Tableau 3.9 : Résultats de la demande / capacité de la pile existante et des options de  
réhabilitation (piles 2 et 5)**

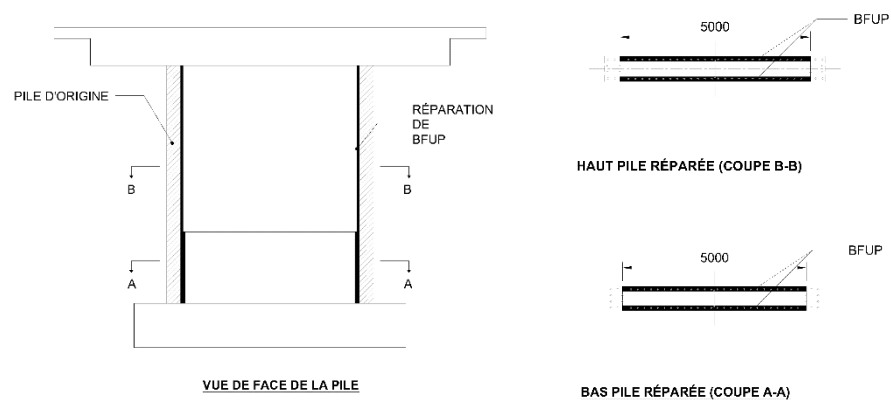
PILES 2 et 5						
	Pile existante		Option de réhabilitation 1		Option de réhabilitation 2	
	Direction transversale	Direction longitudinale	Direction transversale	Direction longitudinale	Direction transversale	Direction longitudinale
Demande pour une période de retour de 2475 ans						
h [m]	7.19	6.64	7.19	6.64	7.19	6.64
Courbure	simple	simple	simple	simple	simple	double
$V_e$ [kN]	10 353	0	4 688	0	5 029	2 165
$M_e$ [kNm]	74 485	0	33 728	0	36 178	7 187
<b>R</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>4</b>
<b><math>M_y</math> [kNm]</b>	<b>37 243</b>	<b>0</b>	<b>16 864</b>	<b>0</b>	<b>18 089</b>	<b>1 797</b>
$V_p$ [kN]	16 893	2 158	11 068	1 330	11 068	2 660
<b><math>V_{design}</math> [kN]</b>	<b>10 353</b>	<b>0</b>	<b>4 688</b>	<b>0</b>	<b>5 029</b>	<b>2 165</b>
Capacité						
Charge axiale	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D	1.0D
<b><math>M_r</math> [kNm]</b>	<b>75 083</b>	<b>9 233</b>	<b>49 362</b>	<b>5 809</b>	<b>49 362</b>	<b>5 809</b>
$M_n$ [kNm]	<b>93 484</b>	<b>11 021</b>	<b>61 248</b>	<b>6 794</b>	<b>61 248</b>	<b>6 794</b>
$M_p$ [kNm]	<b>121 530</b>	<b>14 328</b>	<b>79 623</b>	<b>8 832</b>	<b>79 623</b>	<b>8 832</b>
<b><math>V_r</math> [kN]</b>	<b>4 279</b>	<b>2 756</b>	<b>3 695</b>	<b>2 304</b>	<b>3 695</b>	<b>2 304</b>
Demande/Capacité						
Comportement élastique (<1: adéquat)						
$M_e/M_r$	<b>0.99</b>	0.00	0.68	0.00	0.73	1.24
$V_e/V_r$	2.42	0.00	1.27	0.00	1.36	0.94
Mode de rupture	Cisaillement	Flexion	Cisaillement	Flexion	Cisaillement	Flexion
Comportement ductile (<1: adéquat, >1: renforcement requis)						
$M_y/M_r$	Élastique	Élastique	Élastique	0.00	Élastique	0.31
$V_{design}/V_r$	<b>2.42</b>	0.00	<b>1.27</b>	0.00	<b>1.36</b>	0.94
Mode de rupture	Cisaillement	aucune	Cisaillement	Aucune	Cisaillement	Aucune

### 3.5.4 Proposition de renforcement préliminaire

Les calculs précédents ont montré qu'avec la méthode CBF que les piles présentent un comportement déficient à l'effort tranchant. Pour la résistance en flexion, la méthode de CBP présentée au chapitre suivant permettra d'évaluer le comportement réel des piles de l'ouvrage. Un renforcement en cisaillement et en flexion est nécessaire sur la totalité de la hauteur des colonnes afin de respecter le chapitre sismique de la norme actuelle (S6-14).

Les quatre piles tronquées seraient renforcées par un chemisage en béton fibre à ultra-hautes performances (BFUP) ce qui permettrait d'augmenter la résistance en cisaillement dans la direction transversale et d'augmenter la demande en ductilité dans la direction longitudinale. En effet, des essais ont démontré qu'avec ce type de renforcement, les piles ayant un rapport  $H/D$  similaire (ici  $H/D = 10$ ) ont présenté un niveau de ductilité en flexion de l'ordre de 7 (Dagenais, 2014). Les figures 2.7 et 2.8 montrent un renforcement en cisaillement typique dans une zone de chevauchement et dans une zone hors chevauchement. De plus, le chemisage assurerait un comportement ductile des piles évitant ainsi les ruptures fragiles.

Les appareils d'appuis seraient changés au niveau des axes 2 et 5 afin que les efforts dans la direction longitudinale soient repris par les 4 colonnes. Des clés de cisaillement seraient ajoutées aux culées pour permettre de reprendre les efforts transversaux à ce niveau. Aussi, comme il sera mentionné plus tard, une réfection des semelles sera nécessaire pour avoir une réhabilitation sismique du pont, car dans la condition actuelle les unités de fondations ne sont pas conçues pour reprendre des charges sismiques. Tronquer les piles permet cependant de réduire le moment repris par la semelle. La Figure 3.10 montre le renforcement des piles (piles 3 et 4 représentées).



**Figure 3.10 : Proposition de renforcement préliminaire**

## CHAPITRE 4 MODÉLISATION DE L'OUVRAGE

### 4.1 Évaluation de la demande de l'ouvrage

Dans le cadre de cette étude, on vise d'une part à déterminer la répartition des efforts sismiques entre les différentes piles afin de déterminer la demande puis à déterminer le comportement non linéaire des piles afin de vérifier l'efficacité de la réparation en comparant les sollicitations à la résistance et en évaluant le niveau de performance sismique.

#### 4.1.1 Détermination des méthodes d'analyse

L'analyse sismique du pont est faite selon une approche progressive, allant du plus simple au plus complexe. Le propriétaire de l'ouvrage étudié considère que le pont appartient à la catégorie ouvrage principal (*major-route bridges*). Selon la norme S6-14, la catégorie de performance sismique est 3 (voir Tableau 4.1), soit la plus importante, pour un spectre de conception ayant une accélération spectrale supérieure à 0.35g à  $T = 0.2s$  lorsque l'ouvrage a une période plus petite que 0.5 seconde et une accélération spectrale de 0.30g à  $T=1.0s$  quand l'ouvrage a une période plus grande que 1.0.

**Tableau 4.1 : Catégorie de performance sismique, table 4.10 (adapté de la norme S6-14)**

		Catégorie de performance sismique	
Pour $T < 0,5 s$	Pour $T \geq 0,5 s$	Ponts essentiels	Ponts principaux et autres ponts
$S(0,2) < 0,2$	$S(1,0) < 0,10$	2	1
$0,2 < S(0,2) < 0,35$	$0,1 < S(1,0) < 0,3$	3	2
$S(0,2) \leq 0,35$	$S(1,0) \geq 0,3$	3	<b><u>3</u></b>

Selon les exigences indiquées au tableau 4.14 de la norme S6-14, l'ouvrage retenu est un pont irrégulier. En effet, le rapport des portées entre les travées adjacentes est de 1.8, excédant la limite de 1.5 pour un pont comportant 5 travées continues. De plus, le ratio de rigidité des piles réhabilitées pourrait être de 4 dans la direction longitudinale, la limite étant fixée à 3. En plus de ces paramètres, d'autres facteurs permettent de considérer l'ouvrage comme irrégulier mêmes si



individuellement ils rencontrent les exigences d'un pont régulier selon la norme. L'ouvrage est un pont courbe dont l'angle sous-tendu est de 13.1 degrés, la limite étant fixée à 30 degrés. Les piles et culées étant disposées de manière parallèle, le pont présente à l'extrémité nord un biais de près de 11.5 degrés diminuant progressivement à zéro à la culée sud, la limite étant fixée à 20 degrés. Dans les calculs, le pont sera considéré comme droit et sans biais considérant la portée de ce travail.

La méthode de calcul minimale requise pour cet ouvrage est spécifiée au tableau 4.11 de la norme S6-14. On y indique qu'une méthode de conception basée sur la performance (CBP) est requise pour un pont irrégulier. Une méthode de conception basée sur la force (CBF) aurait été minimalement suffisante si le pont avait une disposition plus régulière des piles. Toutefois, vu qu'il s'agit d'une réhabilitation, considérer le pont comme irrégulier amène à utiliser des méthodes d'analyses non linéaires et mieux adaptées à la réfection d'un ouvrage existant.

Les tableaux 4.12 et 4.13 de la norme S6-14 indiquent les méthodes d'analyse. Pour un pont irrégulier, la méthode d'analyse statique non linéaire par poussée incrémentale est spécifiée pour les périodes de retour de 2475 ans et 975 ans tandis qu'une analyse dynamique élastique est requise pour la période de 475 ans. La méthode d'analyse élastique linéaire sera également utilisée selon l'approche progressive adoptée dans cette étude.

Une analyse par la méthode des charges uniformes (CU) a d'abord été effectuée et les résultats ont été présentés au chapitre précédent lors de l'analyse préliminaire. Par la suite, une analyse modale à l'aide du logiciel SAP 2000 est effectuée et finalement une analyse spectrale dynamique élastique (ADE) est réalisée. Une modélisation 2D du pont de type cadre plan est suffisante pour ce genre d'analyse, ce qui allège les tâches. L'analyse élastique permet également de ne pas modéliser les barres d'armatures simplifiant encore une fois la modélisation. Finalement, la méthode d'analyse statique non linéaire par poussée incrémentale est utilisée localement pour évaluer la capacité des piles.

#### **4.1.2 Sélection du logiciel d'analyse linéaire**

Deux logiciels ont été considérés initialement pour faire l'analyse sismique du pont, soit SAP2000 et SeismoStruct. Le choix final s'est arrêté sur SAP2000 pour la principale raison que SeismoStruct ne considère pas les déformations de cisaillement au niveau des éléments poutres. Puisque la pile de l'ouvrage de ce projet est fortement trapue, les effets du cisaillement ne peuvent pas être

négligés. Le Tableau 4.2 démontre bien le propos. Un simple élément poutre ayant la propriété de section de la pile a été modélisé sur SAP2000 en considérant ou pas l'aire de cisaillement (Figure 4.1) et sur SeismoStruct. Une charge latérale de 1 000 kN ainsi qu'une charge axiale de 6 195 kN, qui est la charge axiale pour une colonne du poids étudié, ont été appliquées. La différence entre le déplacement avec ou sans cisaillement est notable surtout pour le déplacement latéral. On remarque également que les résultats sans cisaillement sont similaires entre les deux logiciels. Cette analyse montre l'importance de considérer les déplacements dus au cisaillement pour les piles trapues.



**Figure 4.1 : Pile simple modélisée sur SAP2000**

**Tableau 4.2 : Déplacements au sommet de pile – Comparaison entre SAP2000 et SeismoStruct**

	Uy (mm)	Uz (mm)	Rx (rad)
SAP2000 (avec cisaillement)	0.580	-0.448	-0.000085
SAP2000 (sans cisaillement)	0.374	-0.448	-0.000085
SeismoStruct	0.368	-0.433	-0.000083

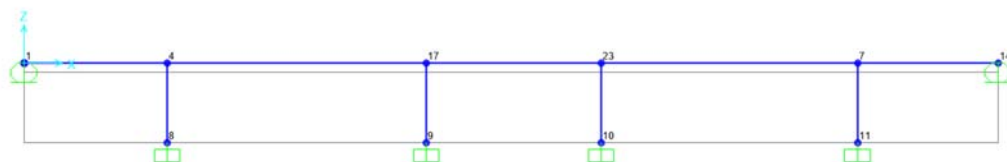
### 4.1.3 Modélisation du pont sur SAP2000

Les sections suivantes présentent le modèle construit pour l'analyse sismique. Le modèle est le même pour les trois méthodes d'analyse (CU, Modale et ADE). D'abord, le modèle du pont réel, c'est-à-dire dans l'état actuel, est fait afin de vérifier les résultats obtenus avec les analyses préliminaires. Le modèle de la solution proposée est ensuite présenté. Une analyse modale et une analyse dynamique élastique sont effectuées.

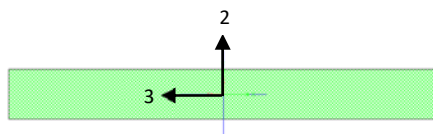
#### 4.1.3.1 Présentation du modèle

Le modèle 2D est représenté par des éléments poutres autant pour le tablier que pour les piles (Figure 4.2). Afin de simplifier l'étude, l'hypothèse d'encastrement des 4 piles au niveau des semelles est posée, négligeant ainsi la déformabilité de la fondation. Les culées sont quant à elles libres, puisque ce n'est que des appuis en néoprène qui ne reprennent aucune charge horizontale. Les sections des éléments sont montrées aux Figure 4.3 et Figure 4.4 ainsi qu'au Tableau 4.3. Le matériau est un béton d'un  $f'_c$  de 28 MPa (

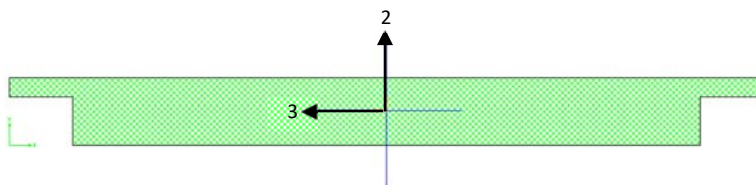
Tableau 4.4).



**Figure 4.2 : Modèle 2D du pont sur SAP 2000**



**Figure 4.3 : Section de la pile**



**Figure 4.4 : Section du tablier**

**Tableau 4.3 : Propriétés du tablier et de la pile**

Propriétés du tablier		
	Tablier	Pile
Aire, $A$ [ $m^2$ ]	11.35	3.85
Moment d'inertie autour de l'axe 3 $I_{33}$ [ $m^4$ ]	1.11	0.14
Moment d'inertie autour de l'axe 2 $I_{22}$ [ $m^4$ ]	109.53	10.75
Aire de cisaillement direction 2 $As_2$ [ $m^2$ ]	9.23	3.21
Aire de cisaillement direction 3 $As_3$ [ $m^2$ ]	9.67	3.21
Constante de torsion, $J$ [ $m^3$ ]	3.83	0.53

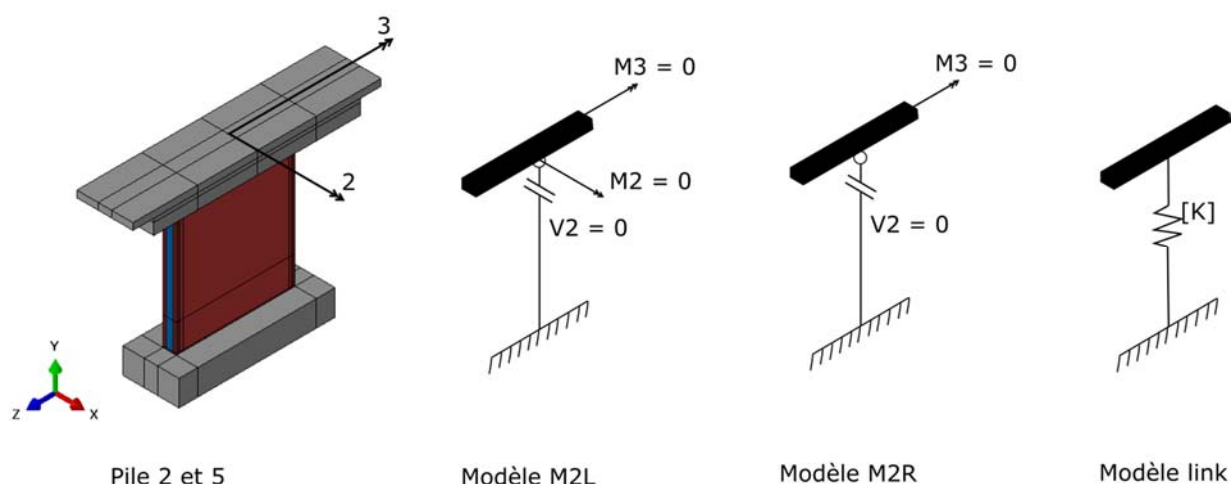
**Tableau 4.4 : Propriétés du béton 28 MPa**

Propriétés du béton	
Masse volumique [ $kN/m^3$ ]	24
Module d'élasticité, $E$ [ $kPa$ ]	24148149
Coefficient de Poisson, $U$	0.2

Comme vu au chapitre précédent, le pont est constitué de 4 piles : deux piles au centre, aux axes 3 et 4, encastrées dans le tablier, et deux piles extérieures, aux axes 2 et 5, partiellement rotulées en leur sommet dans la direction transversale et sans restriction dans la direction longitudinale. Les piles des axes 3 et 4 sont modélisées avec des éléments poutres.

La liaison des piles des axes 2 et 5 nécessite une attention particulière. En effet, les appareils d'appuis ne constituent pas une rotule parfaite mais peuvent transférer des moments entre les piles

et le tablier. Ainsi les piles 2 et 5 sont modélisées à l'aide d'éléments *link* qui tiennent compte de la rigidité de la pile à laquelle s'ajoute celle des appareils appuis. La modélisation des éléments *link* est expliquée à la section suivante. Comme les piles sont très trapues, un comportement différent d'une pile élancée sera observé. Trois modèles sont comparés afin de déterminer la différence entre la pile modélisée avec des éléments poutres et des éléments *link* : modèle M2R, modèle M2L et modèle *link*. Dans les modèles à éléments poutres (M2R et M2L), l'effort tranchant dans la direction longitudinale est libéré, le moment autour de l'axe fort (axe 3) de la pile est aussi libéré. Ce qui diffère d'un modèle à l'autre est la libération du moment autour de l'axe faible (axe 2) de la pile, qui est faite pour le modèle M2L (libéré) et pas pour le modèle M2R (retenu). La différence entre les deux modèles est illustrée à la Figure 4.5.



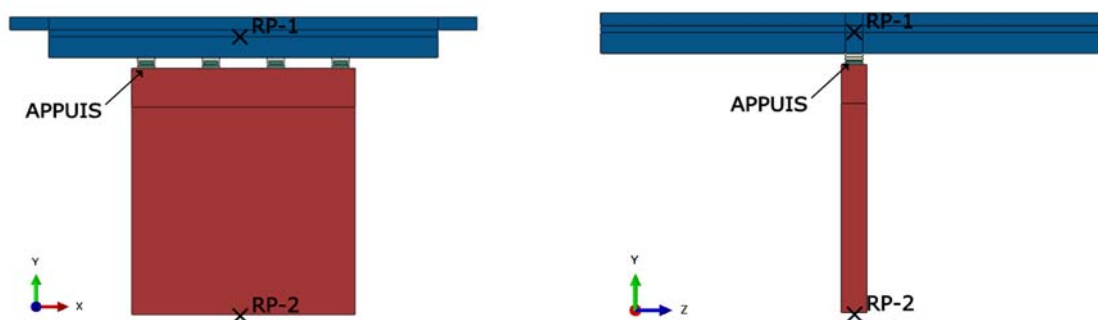
**Figure 4.5 : Description des modélisations considérées au niveau de la connexion pile-tablier (piles 2 et 5)**

#### 4.1.3.2 Estimation des rigidités de l'élément *link*

Pour s'assurer d'avoir un comportement réaliste dans le modèle d'analyse SAP2000, la rigidité des piles des axes 2 et 5 incluant le système d'appuis est investiguée dans cette section. L'idée est d'utiliser un modèle EF solide 3D d'ABAQUS pour estimer une matrice de rigidité équivalente du système : pile + appareils d'appuis. Cette matrice de rigidité est ensuite utilisée dans SAP2000 via l'élément de connexion *link*.

### Description du modèle Abaqus

La Figure 4.6 ci-dessous montre le modèle. Les propriétés des matériaux linéaires élastiques sont montrées au Tableau 4.5 et au Tableau 4.6. Les propriétés ont été estimées pour un acier 200 MPa des appareils d'appuis, un béton 28 MPa et 21 MPa respectivement pour les piles et le tablier. Les dimensions des quatre appuis ont été estimées au moyen des photos disponibles, puisque ce ne sont pas les mêmes appareils d'appuis que ceux dessinés aux plans. Ils font 450 mm x 450 mm (Figure 4.7).



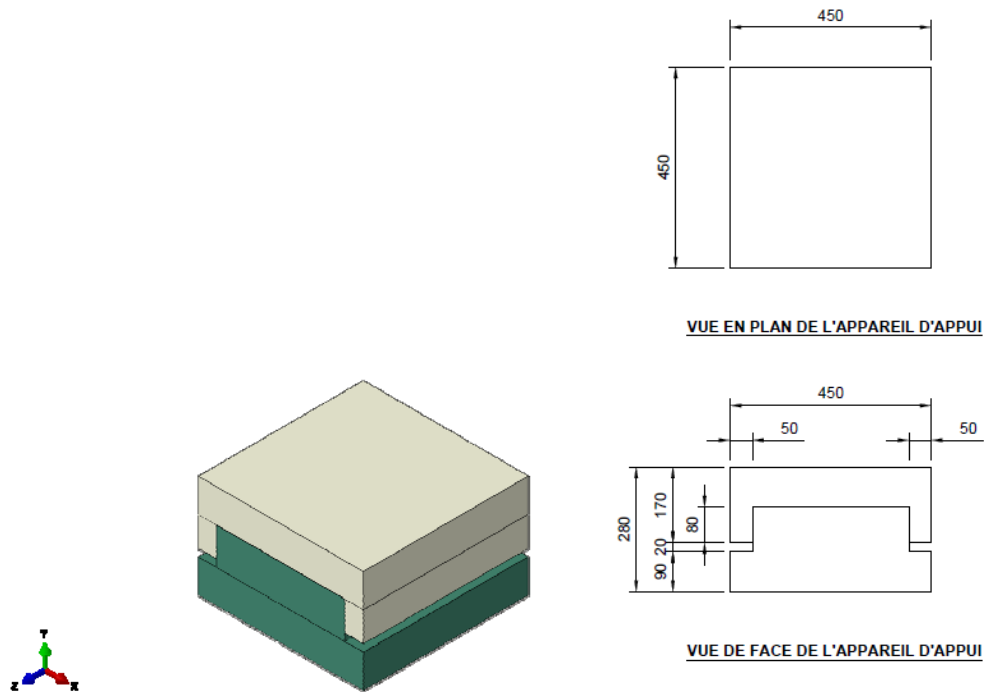
**Figure 4.6 : Vue de face et de côté du modèle d'évaluation de la rigidité combinée**

**Tableau 4.5: Propriétés de l'acier des appuis**

Acier appuis	
Masse volumique [ $\text{kg/m}^3 \cdot 10^{-3}$ ]	7.8
Module d'élasticité [kPa]	200 000 000
Coefficient de poisson	0.3

**Tableau 4.6: Propriétés du béton de la pile et du tablier**

Béton de la pile	
Masse volumique [ $\text{kg/m}^3 \cdot 10^{-3}$ ]	2.4
Module d'élasticité [kPa]	24 467 788
Coefficient de Poisson	0.2
Béton tablier	
Masse volumique [ $\text{kg/m}^3 \cdot 10^{-3}$ ]	2.4
Module d'élasticité [kPa]	21 898 274
Coefficient de Poisson	0.2

**Figure 4.7 : Dimensions des appuis**

Pour chacun des appareils d'appuis, la face supérieure est 'collée' à la face inférieure du tablier via la condition d'interface '*tied*' disponible dans Abaqus, qui assure une pleine compatibilité des

déplacements. Cette même condition est maintenue entre la face inférieure de l'appareil d'appui et la face supérieure de la pile. Finalement, une condition de contact avec friction est maintenue entre les faces en contact de l'appui (entre les faces en contact des solides blanc et vert de la Figure 4.7).

### Calcul de la matrice de rigidité

Une fois le modèle construit, la méthode de rigidité est utilisée afin d'estimer chacun des coefficients  $K_{ij}$  de la matrice de rigidité  $K$  de l'élément *link*. Un déplacement unitaire est appliqué vis-à-vis de chaque degré de liberté  $j$ , les autres étant maintenus nuls. Ceci permet de trouver tous les coefficients de la colonne  $j$  de  $K$  qui correspondent aux réactions du modèle d'éléments finis. L'ordre des degrés de liberté dans la matrice  $K$ , montrée ci-après est :  $U_1$ ,  $U_2$ ,  $U_3$ ,  $R_1$ ,  $R_2$  et  $R_3$  (voir Figure 4.8 pour la définition des degrés de liberté).

$$K = \begin{bmatrix} 1\,997\,050 & 0 & 0 & 0 & 0 & -9\,760\,300 \\ 0 & 10\,947\,000 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 751\,998 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 735\,337 & 0 \\ -9\,681\,080 & 0 & 0 & 0 & 0 & 67\,231\,900 \end{bmatrix} \quad (4.1)$$



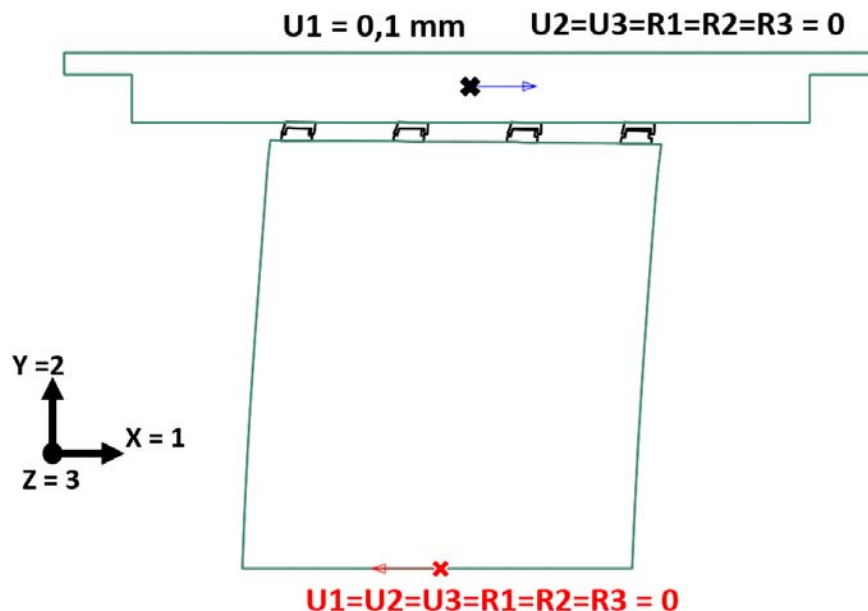


Figure 4.8 : Exemple de déformée du modèle EF pour le cas  $u_1 = 0.1 \text{ mm}$ ,  
 $u_2=u_3=r_1=r_2=r_3=0$

#### 4.1.4 Analyse modale du pont complet

L'analyse modale du pont au complet est effectuée dans SAP2000, en utilisant les trois modélisations possibles des piles 2 et 5 comme trois variantes.

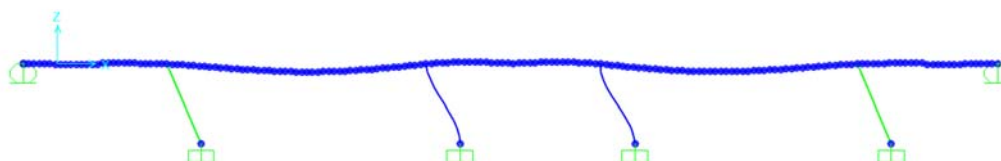
Le Tableau 4.7 présente les modes trouvés ainsi que les pourcentages de masse participantes pour chacune des directions longitudinales. Pour la direction d'analyse longitudinale, un seul mode est suffisant pour atteindre plus que 90% de la masse participante, alors que pour la direction transversale, trois à quatre modes sont nécessaires dépendamment de la variante considérée. Il n'y a pas de différence notable entre les variantes considérées au niveau du mode longitudinal fondamental. Les trois variantes affectent plus les modes transversaux. Les principaux modes transversaux correspondant sont aussi identifiés pour les variantes M2L, *link* et M2R au Tableau 4.7. Les modes fondamentaux dans chacune des directions pour le modèle link sont montrés aux Figure 4.9 et Figure 4.10.

**Tableau 4.7 : Comparaison des périodes des variantes M2L, *link* et M2R**

	Période (sec)	Masse part.	Mode
Direction longitudinale			
Modèle M2L	0.726	0.997	3
Modèle <i>link</i>	0.724	0.997	1
Modèle M2R	0.726	0.997	1
Direction transversale			
Modèle M2L	0.254	0.073	6
	0.151	0.080	10
	0.148	0.436	11
	0.087	0.404	15
	<b>Σ masse</b>	<b>0.993</b>	
Modèle <i>link</i>	0.328	0.073	3
	0.250	0.032	4
	0.128	0.116	8
	0.126	0.313	9
	0.086	0.458	13
	<b>Σ masse</b>	<b>0.992</b>	
Modèle M2R	0.264	0.146	4
	0.233	0.028	7
	0.105	0.155	11
	0.104	0.066	12
	0.085	0.598	15
	<b>Σ masse</b>	<b>0.994</b>	



**Figure 4.9 : Mode transversal fondamental obtenu pour le modèle *link***



**Figure 4.10 : Mode longitudinal fondamental obtenu pour le modèle *link***

### 4.1.5 Analyse dynamique spectrale

Pour l'analyse dynamique spectrale, le spectre de réponse utilisé est celui ayant une probabilité de 2% dans 50 ans (voir Figure 3.8) pour un sol de type E. Un facteur de pondération,  $I_E$  égale à 1.0 est choisi qui est la valeur recommandée dans la norme pour un ouvrage principal lorsque la CBP est utilisée. Le Tableau 4.8 et le Tableau 4.9 indiquent respectivement les efforts de cisaillement et déplacements transversaux trouvés avec la méthode de superposition modale.

**Tableau 4.8 : Efforts élastiques de cisaillement à la base des piles (kN)**

	M2L				LINK				M2R			
	axe2	axe3	axe4	axe5	axe2	axe3	axe4	axe5	axe2	axe3	axe4	axe5
D + EL	0	9816	10507	0	0	9803	10486	0	0	9816	10507	0
D + ET	8375	6396	6185	8412	7792	6744	6513	7796	6560	7308	7113	6440

**Tableau 4.9 : Déplacements transversaux au sommet des piles (mm)**

	M2L				LINK				M2R			
	axe2	axe3	axe4	axe5	axe2	axe3	axe4	axe5	axe2	axe3	axe4	axe5
D + EL	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104
D + ET	6	3	3	6	3	3	3	3	4	4	4	4

La conclusion des analyses indique que selon la géométrie des piles, le comportement qui ressemble le plus au modèle *link* qui est un modèle plus complexe, est le modèle simplifié M2L, c'est-à-dire le modèle qui ne permet pas le transfert des efforts en flexion autour de l'axe fort. Par contre, ce modèle donne une distribution plus critique des efforts. Ces résultats peuvent être expliqués principalement par deux choses : les conditions d'appuis particulières du pont et surtout la forme de la pile. D'abord, les conditions d'appuis du pont à l'étude ne sont pas conventionnelles du fait que les deux piles du centre sont encastrées, que ceux aux extrémités sont des appuis simples et que les culées sont libres, ce qui en fait un cas particulier. De plus, le comportement d'une pile largement trapue diffère énormément de celui d'une pile élancée qui est plus familier. En effet, dans le cas d'une pile trapue, les déplacements et rotations au sommet de la pile sont très petits pour des efforts importants. Il y aura peu de torsion du tablier, ce qui peut expliquer la plus grande similitude du modèle M2L avec le modèle *link*, même si ce ne sont pas les mêmes modes qui sont impliqués dans l'analyse. Une analyse 2D n'est peut-être pas suffisante pour estimer fidèlement les efforts à la base pour des ouvrages avec des piles trapues. Il serait judicieux de considérer une analyse 3D du pont dans ce genre de cas, ce qui déborde du projet de recherche. Pour la suite des analyses, les résultats obtenus avec le modèle *link* seront utilisés, soit un effort élastique de 6 744 kN pour un déplacement de 3 mm dans la direction transversale et de 10 486 kN pour un déplacement de 104 mm dans la direction longitudinale.

Un modèle de type *link* est également utilisé pour trouver les efforts élastiques des deux options de réhabilitation proposées dans lesquelles la solution retenue consiste à tronquer les piles afin réduire la résistance en flexion pour avoir un comportement ductile de celles-ci. Les efforts élastiques ainsi que les déplacements associés sont présentés au Tableau 4.10 et au Tableau 4.11. L'effort maximal ainsi que le déplacement est un peu plus grand dans ce cas-ci que pour la condition d'origine (8 683 kN c. 6 744 kN; 6 mm c. 3 mm en comparant avec l'option 2), car les culées sont sollicitées.

L'option 2 permet de réduire de 13% les efforts aux piles 3 et 4 dans la direction longitudinale en transmettant les efforts aux 4 piles au lieu de le faire qu'aux piles centrales.

**Tableau 4.10 : Efforts élastiques de cisaillement à la base des piles tronquées (kN)**

	Option de réhabilitation 1						Option de réhabilitation 2					
	culée 1	axe2	axe3	axe4	axe5	culée 2	culée 1	axe2	axe3	axe4	axe5	culée 2
D + EL	0	0	9248	9855	0	0	0	2294	7956	8570	2294	0
D + ET	2033	4206	8373	8137	3970	1942	2252	3185	8683	8407	2998	2106

**Tableau 4.11 : Déplacements transversal au sommet des piles tronquées (mm)**

	Option de réhabilitation 1						Option de réhabilitation 2					
	culée 1	axe2	axe3	axe4	axe5	culée 2	culée 1	axe2	axe3	axe4	axe5	culée 2
D + EL	112	112	112	112	112	112	97	97	97	97	97	97
D + ET	0	3	5	5	3	0	0	3	6	5	3	0

Finalement, le Tableau 4.12 résume les efforts et les déplacements élastiques pour tous les modèles étudiés. L'effort élastique,  $V_e$ , de la direction transversale utilisée ultérieurement est celui trouvé ici pour l'option de réhabilitation 2, soit 8 683 kN pour un déplacement de 6 mm. Cet effort est comparé à la résistance de la colonne au chapitre 5.

**Tableau 4.12 : Efforts élastiques et déplacements dans la direction transversale des piles 3 et 4 selon les modèles étudiés**

Modèles	$V_e$ [kN]	$\Delta_e$ [mm]
Piles existantes - M2R (pile 2 et 5) culées libres	7308	4
Piles existantes - link (piles 2 et 5) culées libres	10486	3
Piles existantes - M2L (piles 2 et 5) culées libres	9816	3
Piles tronquées - 2 piles long. 4 piles + culées trans (option 1)	8373	5
<b>Piles tronquées - 4 piles long. 4 piles + culées trans (option 2)</b>	<b>8683</b>	<b>6</b>

En comparant les résultats des analyses préliminaires à ceux des analyses finales (Tableau 4.13), on remarque qu'ils sont assez conservateurs dans le cas de l'évaluation de l'ouvrage existant, mais qu'ils s'avèrent plutôt juste dans le cas des options de réhabilitation. La méthode des charges uniformes ne considère que le premier mode de vibration et, dans ce cas-ci, ce sont les modes supérieurs qui contrôlent la réponse sismique. Le déplacement estimé par la charge uniforme est surestimé pour l'ouvrage existant, car il a été considéré que les culées ne peuvent pas reprendre les efforts transversaux sur l'ouvrage existant. La déformée pour les solutions de réparation ressemble plus à celles obtenues par l'analyse multimodale. Outre cette considération particulière du modèle structural du pont, les analyses préliminaires concordent avec les analyses multimodales puisque la géométrie du pont reste simple.

**Tableau 4.13 : Comparaison des efforts élastiques de la CU et de l'ADE pour les piles 3 et 4 et les piles 2 et 5**

	Piles 3 et 4		Piles 2 et 5	
	V <sub>e</sub> CU (kN)	V <sub>e</sub> ADE (kN)	V <sub>e</sub> CU (kN)	V <sub>e</sub> ADE (kN)
	Direction transversale			
Pile existante	7 713	6 744	10 153	7 796
Option de réhabilitation 1	8 872	8 373	4 688	4 206
Option de réhabilitation 2	8 724	8 683	5 029	3 185
	Direction longitudinale			
Pile existante	10 304	10 486	0	0
Option de réhabilitation 1	9 731	9 855	0	0
Option de réhabilitation 2	8 659	8 570	2 165	2 294

## 4.2 Évaluation de la capacité par analyse de poussée statique non-linéaire

L'analyse de poussée statique non-linéaire permet de déterminer la résistance maximale de la pile, ainsi que les mécanismes de défaillance progressifs et les performances de l'ouvrage pour différents niveaux d'excitation sismique. En plus, pour ce projet spécifique, cette analyse permettrait de valider la solution de réparation suggérée. L'analyse de poussée statique est réalisée à l'aide du module *Explicit* du logiciel d'éléments finis ABAQUS. Une analyse explicite est une analyse dynamique, dans laquelle les charges sont appliquées 'lentement' de façon à avoir un comportement quasi-statique. En pratique, il faut que le temps d'application de la charge soit suffisamment grand par rapport à la période fondamentale de la structure pour que le rapport de l'énergie cinétique sur l'énergie interne du modèle soit inférieur à 5%.

L'utilisation du logiciel ABAQUS est fortement conseillée pour ce genre d'analyse puisque la loi de comportement non linéaire du béton utilisé, EPM3D, ne peut être employée qu'avec ce logiciel. EPM3D est un modèle constitutif qui est spécialement conçu pour représenter le comportement

post-pic en cisaillement du béton. Le projet présente des efforts en cisaillement important, l'utilisation de cette loi assure une fidélité du comportement réel de la pile.

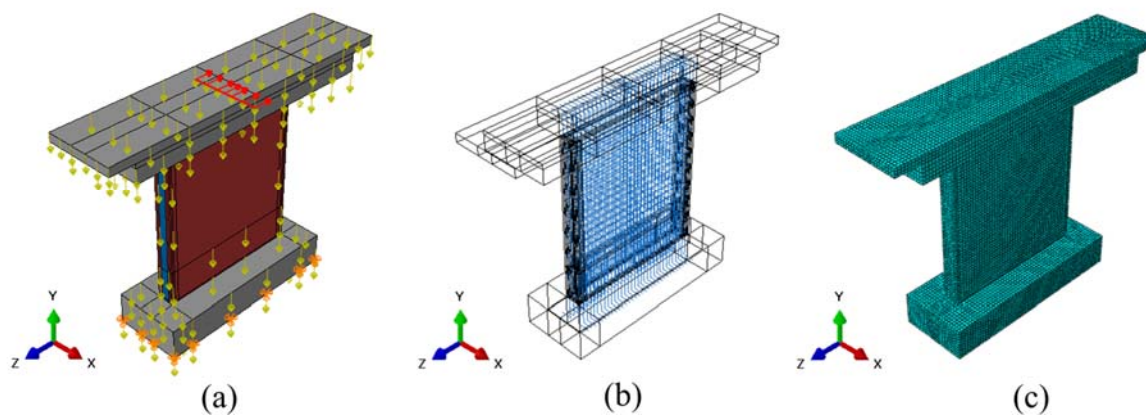
Trois modèles sont faits : le modèle de la pile réelle, le modèle de la pile tronquée non réparée et finalement le modèle de la pile tronquée réparée. Le modèle de la pile tronquée non réparée permet surtout de quantifier l'apport obtenu par le chemisage en BFUP.

Les prochaines sections expliquent la démarche employée pour ces analyses, en expliquant d'abord la construction du modèle, puis en exposant les résultats des analyses numériques et finalement, en comparant la demande sur la capacité.

#### **4.2.1 Construction du modèle**

L'analyse de poussée est réalisée sur une des deux piles centrales (3 et 4) et dans la direction transversale seulement. Le modèle 3D est montré à la Figure 4.11. Une portion du tablier ainsi que la semelle au complet sont modélisées avec une loi de comportement linéaire élastique. Seulement la pile a un comportement non-linéaire. Le modèle montre aussi les barres d'armatures nécessaires pour la modélisation non-linéaire de la pile. Des éléments solides sont utilisés pour le béton et des éléments de treillis sont utilisés pour l'acier d'armature. Ces derniers sont diffusés dans les éléments de béton en utilisant l'option de couplage '*embedded elements*' disponible dans Abaqus. Ainsi, il n'est pas nécessaire avec cette technique d'avoir une coïncidence entre les nœuds d'acier et les nœuds de béton.





**Figure 4.11: Modèle 3D de la pile (a) chargement et conditions frontières, (b) armatures, (c) maillage**

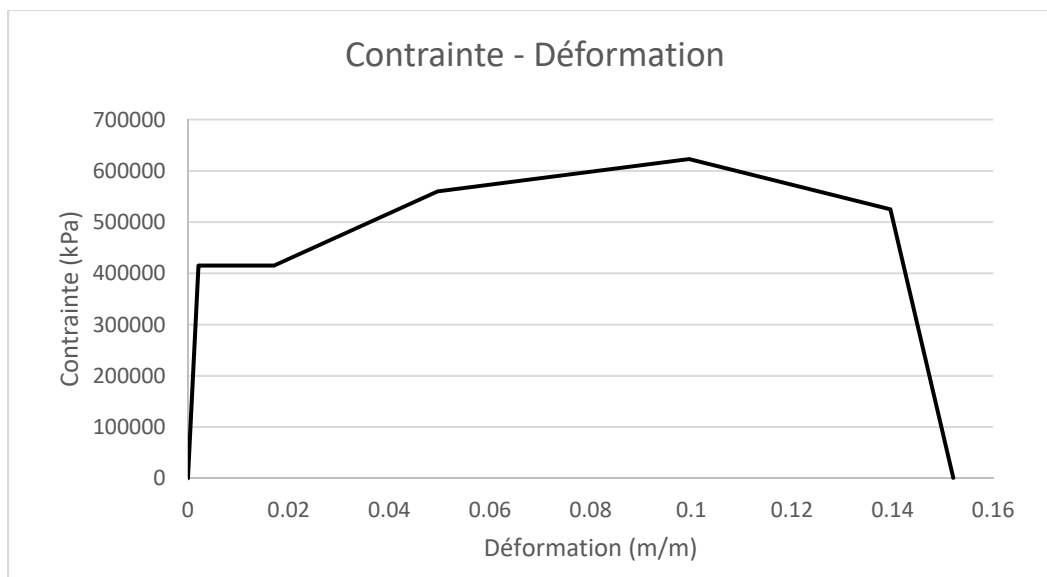
#### 4.2.1.1 Matériaux

C'est le comportement du fut de la pile qui nous intéresse principalement. Pour cette raison, la semelle ainsi que le tablier ont un matériau linéaire, tandis que celui de la pile est non- linéaire. En réalité la semelle n'a pas une conception adéquate pour résister à la demande sismique. Une solution de réparation est donc nécessaire à ce niveau, mais ne fait pas partie des objectifs de ce travail.

Une loi simple de plasticité isotrope est utilisée pour les barres d'armature. La Figure 4.12 montre la courbe contrainte/déformation introduite, typique pour une barre d'armature 60 ksi (414 MPa). Le Tableau 4.14 donne les paramètres principaux utilisés.

**Tableau 4.14 : Propriétés des barres d'armatures 415 MPa (60 ksi)**

Acier	
Masse volumique [ $\text{kg/m}^3 \cdot 10^{-3}$ ]	7.8
Module d'élasticité [kPa]	200 000 000
Coefficient de Poisson	0.3
Limite élastique [MPa]	414



**Figure 4.12: Contrainte – Déformation des barres d’armatures 60 ksi**

Les éléments en béton ont cependant différentes lois de matériaux : il y a un béton linéaire et plusieurs bétons non-linéaires en fonction des zones de raidissement en traction. Comme expliqué au chapitre 2, la loi matériau utilisé pour le béton non-linéaire est la loi EPM3D développée à Polytechnique.

Le béton élastique a les propriétés montrées au Tableau 4.15.

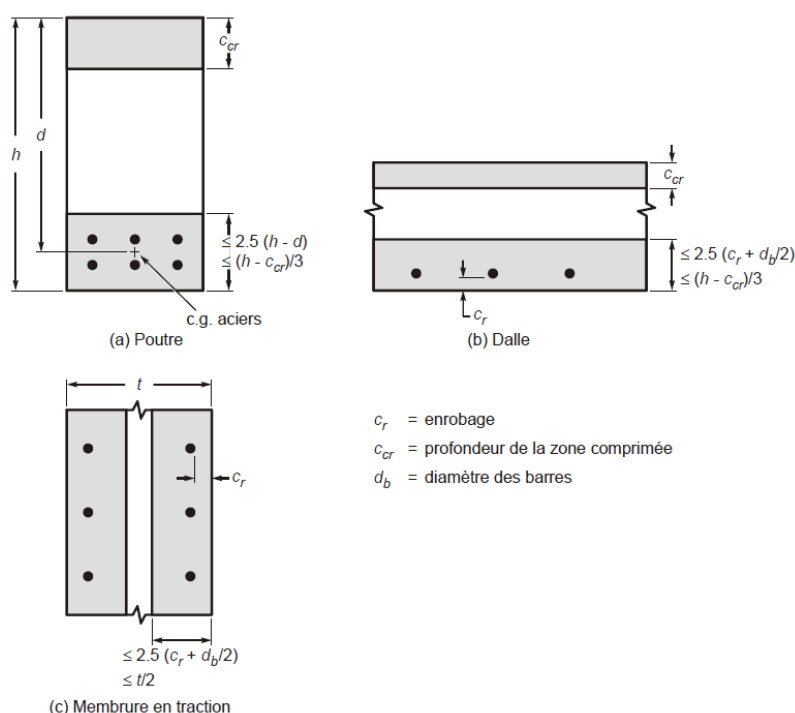
**Tableau 4.15 : Propriétés du béton 28 MPa**

Béton	
Masse volumique [ $\text{kg/m}^3 \cdot 10^{-3}$ ]	2.4
Module d'élasticité [kPa]	24 467 788
Coefficient de Poisson	0.2

Les prochains paragraphes présentent les différentes propriétés pour les bétons non-linéaires. Deux paramètres sont importants dans la définition de la loi du matériau par EPM3D : le raidissement en

traction nécessaire pour les zones de béton proches des barres d'armature et l'adoucissement via l'énergie de fissuration, nécessaire pour les zones éloignées.

Les zones de raidissement en traction varient en fonction des modèles. L'épaisseur de la zone de raidissement en traction dépend principalement du diamètre de barre et de l'enrobage. La formule pour estimer cette épaisseur est variable dépendamment des références. À titre d'exemple, la Figure 4.13 montre les formules suggérées dans le CEB-FIP 90 (CEB-FIP, 1993). Si on assimile la pile à une dalle, cette épaisseur est de l'ordre de deux fois et demie la distance entre le bord et le centre de gravité de la barre, ce qui donne, dans ce projet-ci, une épaisseur de 201 mm. La formule utilisée dans les projets antérieurs de Garneau (2015) et Jolicoeur (2016) est plutôt de deux fois la distance entre le bord et le centre de la barre d'armature, ce qui donne pour ce projet une épaisseur de 161 mm. En réduisant la zone affectée, il y a moins de raidissement en traction. Les résultats obtenus suite aux essais en laboratoire faits par Garneau (2015) et Jolicoeur (2016) montrent que les modèles numériques avec épaisseur réduite représentent mieux les résultats expérimentaux.



**Figure 4.13 : Zone effective en tension : (a) poutre; (b) dalle; (c) membrane en traction du CEB-FIB 1990 – Tirée de Massicotte (2017)**

La Figure 4.14 montre la définition des zones de raidissement en traction utilisées pour les trois modèles. Le deuxième paramètre requis pour les zones de raidissement en traction est le pourcentage effectif d'armature qui est donné au Tableau 4.16. Pour chacune des zones définies à la Figure 4.14, le pourcentage d'acier est donné ainsi que la direction selon le repère global.

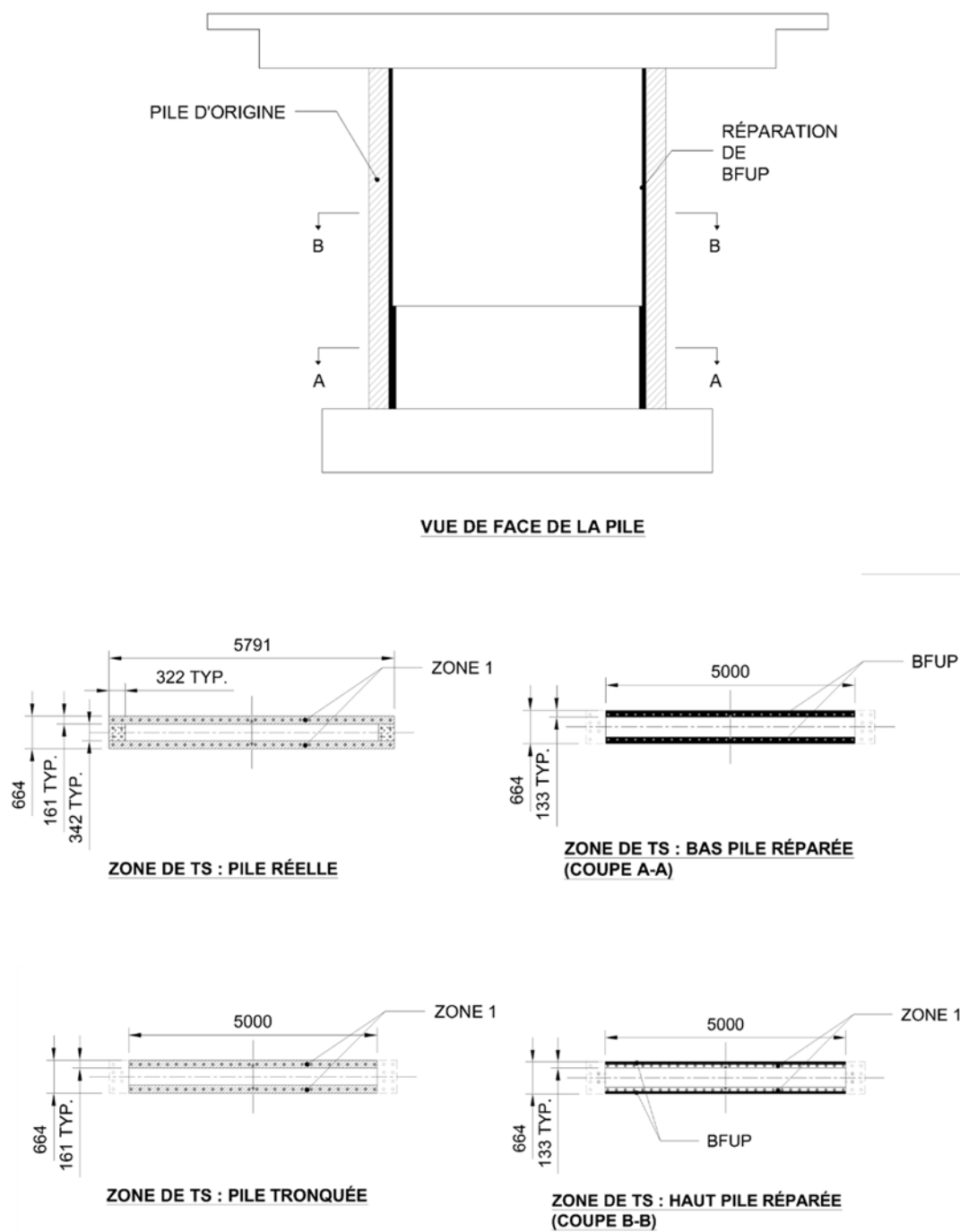


Figure 4.14 : Zones de raidissement en traction des 3 modèles

**Tableau 4.16 : Pourcentage effectif d'acier pour les zones avec raidissement en traction**

Pile réelle	Zone 1	$\rho = 0.036$ selon l'axe Y $\rho = 0.0027$ selon l'axe Z
	Zone 2	$\rho = 0.037$ selon l'axe Y
Pile tronquée non réparée		$\rho = 0.028$ selon l'axe Y
Pile tronquée réparée		$\rho = 0.047$ selon l'axe Y

Pour ce qui est de l'énergie de fissuration, notée  $G_f$ , la formule utilisée est celle du CEB-FIB 1990. Elle est définie comme suit :

$$G_f = G_{F0} (f_{cm}/f_{cm0})^{0.7} \quad (4.2)$$

où  $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$ ,

$f_{cm} = 28 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 36 \text{ MPa}$  puisque 28 MPa est la valeur spécifiée du matériau, on ajoute 8 MPa pour avoir la valeur moyenne de la résistance en compression. Avec  $G_{F0} = 0.037$  selon le CEB-FIB 1990 pour un diamètre maximum de granulats de 20 mm, on obtient  $G_f = 0.091 \text{ kN/m}$ .

Le béton ordinaire de 28 MPa a donc les propriétés données au Tableau 4.17.

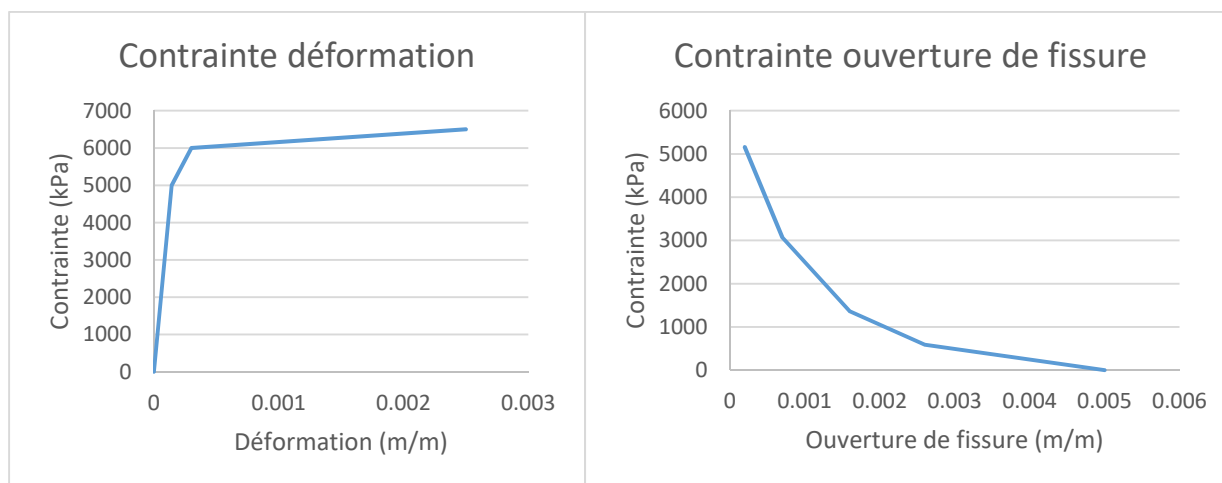
**Tableau 4.17 : Propriétés non linéaires du béton ordinaire de 28 MPa**

Module d'élasticité, E [kPa]	24 467 789
Coefficient de Poisson, $\nu$	0.2
Résistance à la compression uniaxiale [kPa]	-28 000
Déformation au pic de compression, $\epsilon_{co}$	-0.0022
Résistance à la traction uniaxiale [kPa]	1 746
Énergie de rupture en traction [kN/m]	0.091

Le béton fibré à ultra-haute performance (BFUP) a des propriétés différentes du béton ordinaire. Le comportement en traction est modélisé via une courbe contrainte/déformation et une courbe contrainte/ouverture de fissure, caractérisées expérimentalement. Les propriétés du BFUP utilisées dans ce projet sont les mêmes que celles utilisées dans le projet de Jolicoeur (2016). Elles sont indiquées au Tableau 4.18. Les courbes contrainte/déformation et contrainte/ouverture de fissure sont données à la Figure 4.15.

**Tableau 4.18 : Propriétés du BFUP 140 MPa**

Module d'élasticité, $E$ [kPa]	35 000 000
Coefficient de Poisson, $\nu$	0.2
Résistance en compression uniaxiale [kPa]	-140 000
Déformation au pic, $\epsilon_{co}$	-0.0045
Résistance en traction uniaxiale [kPa]	5 000



**Figure 4.15: Loi de comportement du BFUP 140 MPa**

#### 4.2.1.2 Conditions aux limites et chargement

Bien que la structure réelle soit sur une fondation flexible, la pile est modélisée dans ce projet avec un encastrement à la base de la semelle. Malgré que cette condition frontière ne représente pas la situation réelle, elle représente une situation extrême du côté conservateur pour la vérification sismique de la pile.

Le chargement est appliqué au centre du tablier sous forme de déplacement contrôlé. Pour la pile réelle et la pile tronquée, un déplacement de 50 mm est appliqué tandis qu'un déplacement de 80 mm est appliqué pour la pile réparée.

Le temps d'application de ce déplacement est une variable importante dans le contexte d'analyse explicite quasi-statique. Ben Ftima (Ben Ftima, Mahdi, 2013) suggère de prendre 20 fois la période fondamentale de l'ouvrage comme une première estimée de ce temps d'application et de faire des ajustements par la suite si la réponse est toujours dynamique. Les résultats de l'analyse modale de la pile sont présentés au Tableau 4.19 ci-dessous. Deux périodes sont déterminées, la période verticale et celle dans la direction transversale qui représente les deux directions principales d'application des charges.

**Tableau 4.19 : Calcul des périodes de la pile**

Période verticale (sec)	0..0085
Période transversale (sec)	0..05

Il est déterminé qu'avec ces résultats, le temps d'application de la charge verticale due au poids propre est de 0.4 sec et celui de l'application du déplacement latéral est de 1 sec. Les analyses préliminaires avec ces temps ont montré une réponse encore dynamique. Le temps d'application du déplacement latéral a été doublé, il est finalement de 2 sec. Le temps total d'analyse est donc de 2.4 sec.

#### 4.2.1.3 Hauteur de la rotule plastique

Tel qu'expliqué au chapitre précédent, un renforcement en cisaillement supplémentaire est nécessaire dans le bas de la pile afin de développer une rotule plastique. Toute la pile a un



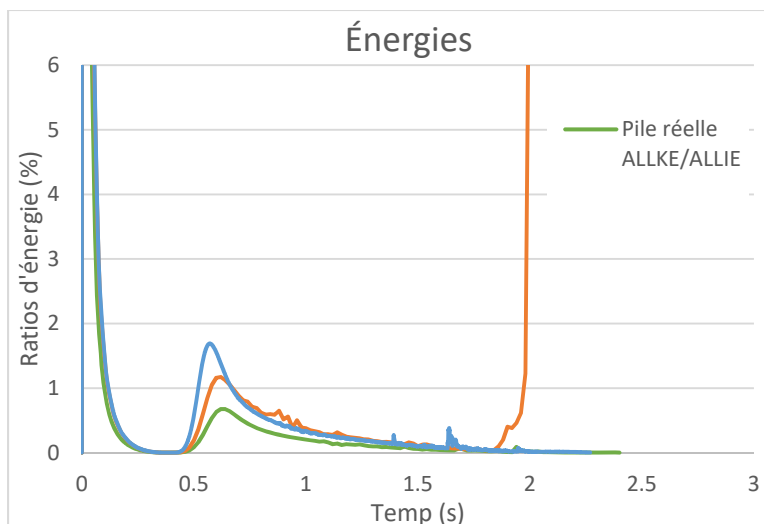
chemisage en BFUP, mais celui au bas de la colonne dans la zone de chevauchement est plus épais. Au départ, cette surépaisseur s'arrêtait à la même hauteur que le chevauchement comme Jolicoeur (2016). Cependant, puisque dans ce cas-ci, le béton fibré continue sur toute la hauteur, une discontinuité est créée, ce qui introduit une faiblesse. Pour cette raison, la hauteur de la réparation en BFUP dans la zone de rotule plastique est augmentée à 2 m tel que montré à la Figure 4.14.

## 4.2.2 Résultats des analyses numériques

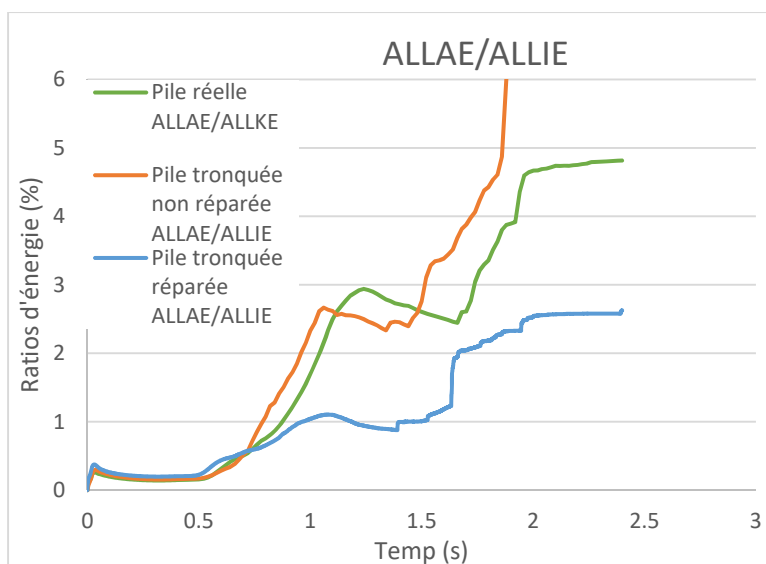
Les résultats des trois modèles sont présentés dans cette section. Avec ces résultats nous sommes en mesure d'évaluer l'efficacité de la réparation. Le rapport des énergies est d'abord vérifié.

Deux rapports d'énergies sont présentés, l'énergie cinétique totale (ALLKE) sur l'énergie de déformation interne du modèle (ALLIE) et l'énergie artificielle (principalement pour s'opposer aux modes de *Hourglass*) développée par le modèle sur l'énergie totale interne. Le premier rapport, ALLKE/ALLIE qu'on peut voir sur la Figure 4.16, permet de vérifier que la réponse est quasi-statique. On remarque sur la figure que ce rapport augmente au tout début de l'analyse mais qu'il diminue par la suite et demeure toujours sous la barre des 5% jusqu'à la rupture finale pour certains modèles. Cette allure est typique pour les structures en béton armé, tel qu'expliqué dans Ben Ftima (2013), et le comportement peut être jugé comme quasi-statique.

Le second rapport d'énergie, ALLAE/ALLIE est aussi une indication de la validité de l'analyse. En effet, Abaqus suggère que ce ratio soit toujours sous la barre des 4%, ce qui est le cas pour la Figure 4.17, exception faite de la partie en fin d'analyse lors de la rupture complète.



**Figure 4.16: Ratio d'énergies ALLKE/ALLIE des modèles de la pile réelle, tronquée non réparée et tronquée réparée**

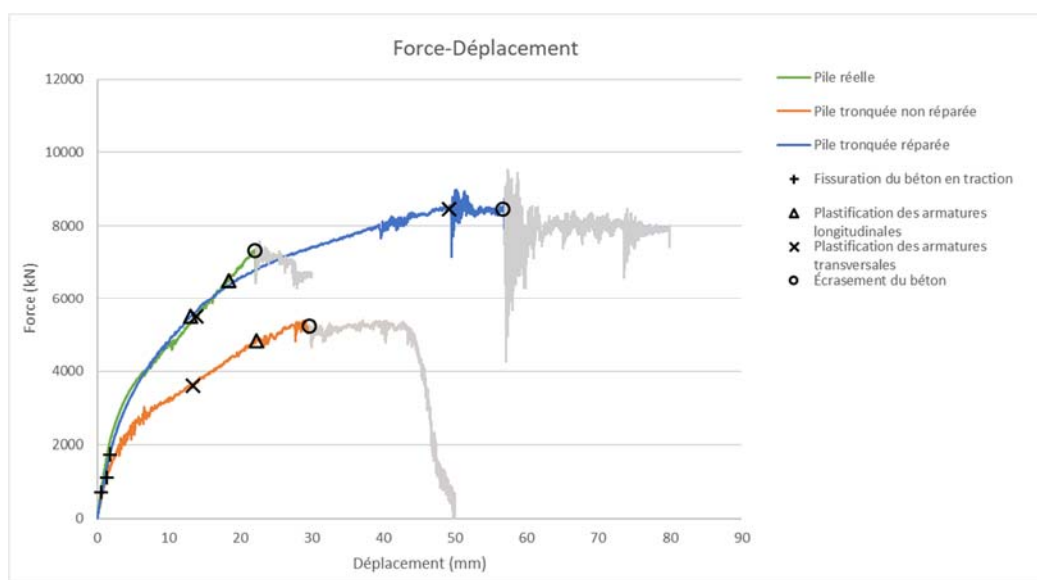


**Figure 4.17: Ratios d'énergie ALLAE/ALLIE des modèles de la pile réelle, tronquée non réparée et tronquée réparée**

Pour les trois modèles, la courbe force-déplacement est montrée à la Figure 4.18. Les courbes avec une couleur grise représentent pour chaque modèle les zones où la réponse du modèle devient physiquement inadmissible en raison des ratios élevés trouvés précédemment en fin d'analyse. Quatre événements distincts sont identifiés sur chaque courbe : la fissuration du béton, la

plastification des barres longitudinales, la plastification des barres transversales et l'écrasement du béton. On remarque que la pile réelle a une rupture fragile. La pile se rompt à 22 mm de déplacement. Lorsque la pile est tronquée, elle devient déjà un peu moins fragile mais avec une résistance moindre. Un plateau se forme avant la rupture. Cependant, avec la réparation de BFUP, la capacité maximale redevient environ au même niveau que la pile réelle, mais est beaucoup plus ductile. La pile réparée a un déplacement de 57 mm avant d'atteindre la rupture.

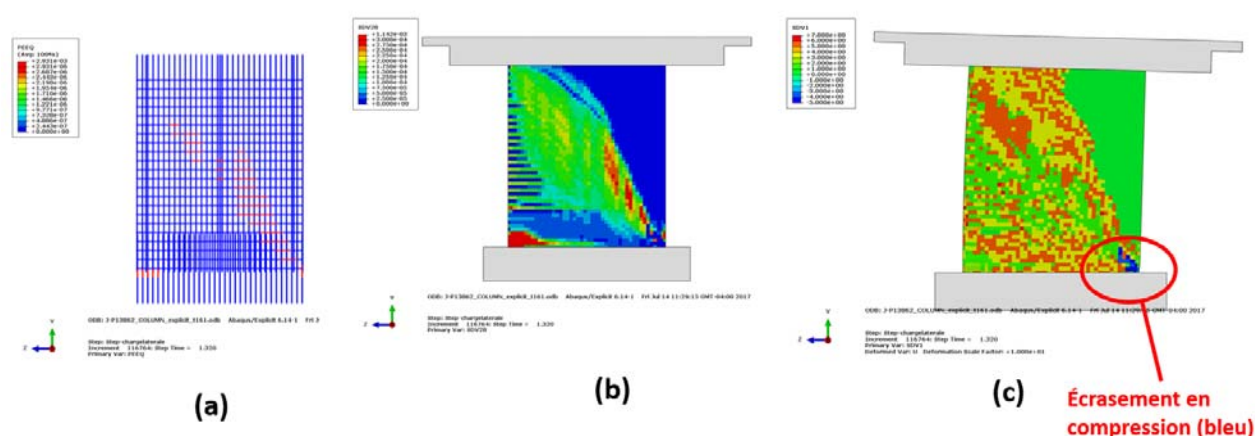
Les courbes montrent aussi que la pile tronquée réparée est plus rigide que celle non réparée. Ce phénomène est dû à une considération de modélisation. En effet, la semelle a été modélisée avec un matériau linéaire puisque dans sa condition actuelle, elle n'est pas en mesure de reprendre le moment de renversement occasionné par le chargement latéral. Dans la situation renforcée, la fissuration du béton se trouve donc au niveau du BFUP, alors qu'en réalité, le béton ordinaire de la semelle fissurera d'abord au droit la semelle et du fût ce qui se traduirait par un changement de pente de la courbe bleue. La courbe force-déplacement de la pile réparée aurait donc une pente similaire à celle de la pile tronquée, mais se prolongerait jusqu'au même point de rupture. En d'autres mots, la résistance finale serait peu affectée, car elle est dictée par l'écrasement du béton.



**Figure 4.18: Courbe force-déplacement pour les trois modèles**

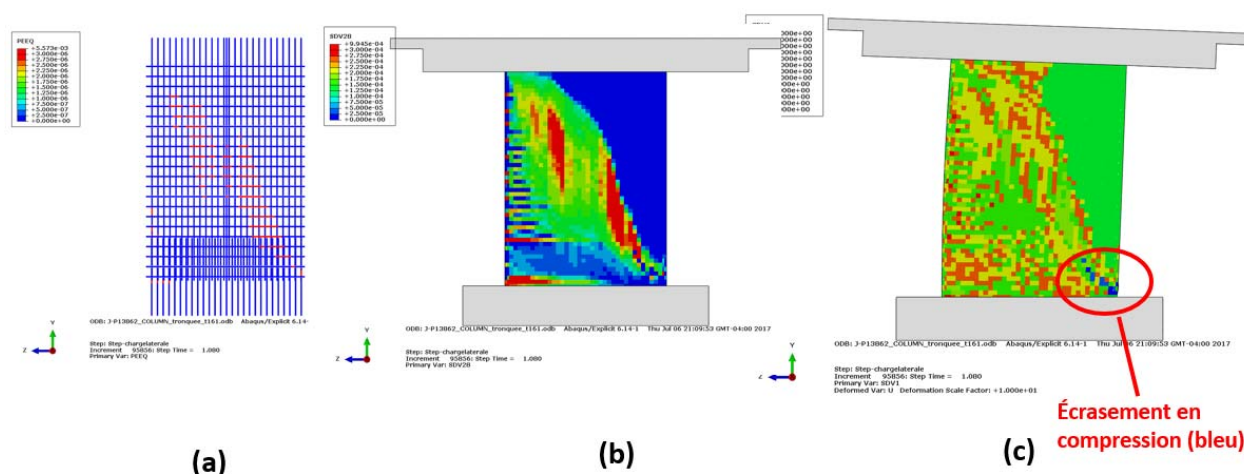
En analysant plus en profondeur chacun des modèles, il est possible de déterminer le mode de rupture de chacun. D'abord, la pile réelle se rompt vers 22 mm avec une force maximale de

7 350 kN. Les trois prochaines figures représentent l'état de la pile à la rupture. La fissuration est en premier lieu montrée. Ensuite, la plastification de l'acier est indiquée. Finalement, les contraintes de compressions sont montrées. En observant la progression de plastification de l'acier dans le temps, on remarque que l'acier plastifie d'abord en cisaillement, puis en flexion, pour terminer avec un écrasement en compression (Figure 4.18). C'est d'ailleurs les résultats que les analyses préliminaires montraient. Le chemisage de BFUP permet d'obtenir une résistance plus grande que la pile réelle, mais surtout d'avoir un comportement plus ductile. La pile réparée permet un déplacement plus grand, caractéristique importante advenant un comportement de l'ouvrage différent de celui modélisé. Le comportement de la pile actuelle est illustré sur la Figure 4.19.



**Figure 4.19: Endommagement de la pile réelle juste avant la rupture finale : (a) déformations plastiques dans les armatures; (b) endommagement en traction du béton (bleu non fissuré); (c) écrasement en compression béton**

Le modèle de la pile tronquée est par la suite analysé. Ce modèle permet de quantifier concrètement l'apport du chemisage en BFUP. Les barres d'armatures en cisaillement plastifient d'abord à 13.5 mm. Les barres d'armatures en flexion plastifient ensuite à un déplacement de 23 mm. Finalement, l'écrasement du béton survient à un déplacement de 30 mm avec une résistance maximale de 5 300 kN. La Figure 4.20 montre l'état de la pile à un déplacement de 30 mm.

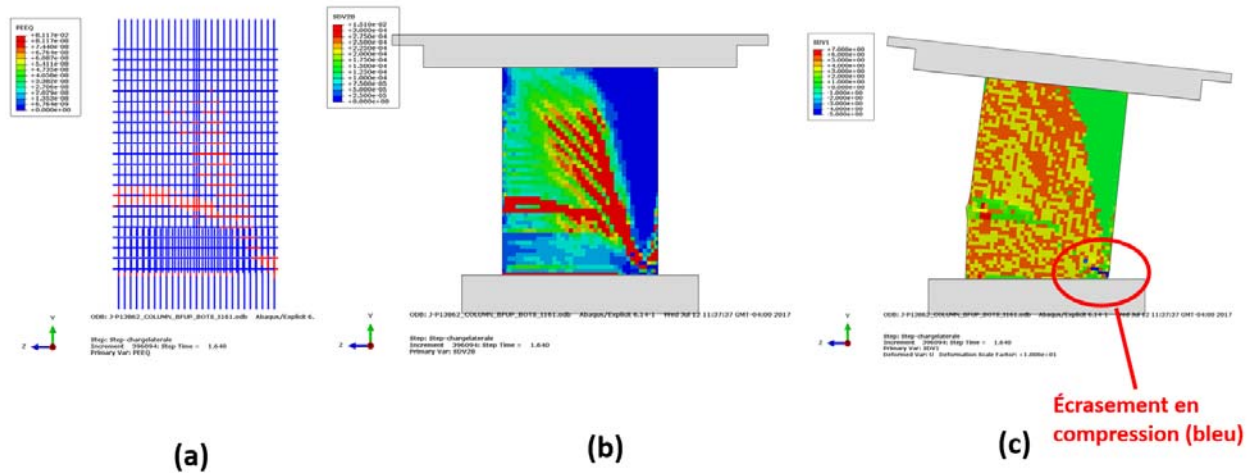


**Figure 4.20: Endommagement de la pile tronquée non réparée avant la rupture finale : (a) déformations plastiques dans les armatures; (b) endommagement en traction du béton (bleu non fissuré); (c) écrasement en compression béton**

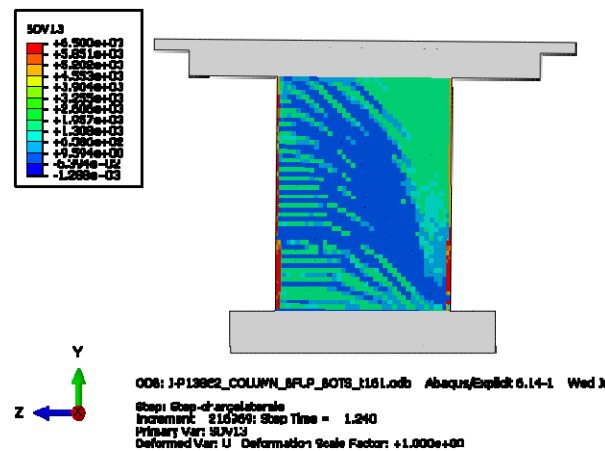
En analysant plus précisément la courbe force-déplacement de la pile réparée, la plastification des barres longitudinales dans le bas de la colonne survient d'abord à un déplacement de 13 mm. Par la suite, les barres longitudinales plastifient au niveau du joint, la différence d'épaisseur du BFUP, soit à 2m de hauteur, puis les barres plastifient une à une plus le déplacement augmente. À 52 mm, une barre transversale commence à plastifier au centre de la colonne. Finalement, à 57 mm, la fissure en cisaillement est bien visible, de plus, on remarque un début de la rupture en compression dans le bas droit de la colonne. La Figure 4.20 montre l'état de la pile à un déplacement de 57 mm alors que la Figure 4.22 montre la fissuration à 57 mm à l'intérieur de la pile. Tout ce qui est en bleu représente les fissures. Le béton ordinaire est majoritairement fissuré en cisaillement. En combinant les informations la courbe force-déplacement, la plastification des armatures et la fissuration, on peut conclure que le déplacement maximal de la pile est de 57 mm à une résistance de 8 750 kN. De plus, la pile se rompt par compression par l'écrasement du béton à la jonction pile-semelle. Ce mode de rupture survient parce que la semelle est élastique et pourrait être différent et plus ductile avec la modélisation de la semelle avec un matériau non linéaire.

L'autre chose qu'on remarque en analysant ces figures, c'est la longueur de la rotule plastique. Elle n'atteint pas plus que la hauteur d'un élément, c'est-à-dire, 10 cm. Elle se développe au droit de la

jonction entre la semelle et la colonne. Si la semelle avait été non linéaire, il est attendu qu'une partie de la rotule plastique se développe dans la semelle. Ce phénomène ne peut pas être observé dans les modèles présentés puisque le matériau de la semelle est linéaire.



**Figure 4.21: Endommagement de la pile tronquée réparée avant la rupture finale : (a) déformations plastiques dans les armatures; (b) endommagement en traction du béton (bleu non fissuré); (c) écrasement en compression béton**



**Figure 4.22 : Ouvertures des fissures à l'intérieur de la pile réparée**

Comme il était présumé lors des analyses préliminaires, la pile tronquée non réparée a tout de même une rupture en cisaillement. Cependant, la diminution de la résistance en flexion dans la

direction transversale permet d'augmenter le déplacement de celle-ci (de 22mm à 29 mm), mais réduit la résistance (de 7 350 kN à 5 237 kN). L'utilisation du chemisage en béton fibré permet non seulement d'augmenter considérablement le déplacement de la pile à 57 mm, mais aussi d'accroître sa résistance en cisaillement, puisque les barres d'armatures de flexion plastifient avant les étriers. Le comportement de la pile réparée n'est pas fragile comme les deux piles non réparées. Passé un déplacement de 57 mm, la structure résiste toujours au chargement puisqu'aucune chute ou augmentation d'énergie est détectée. Cependant, à ce point, ce n'est que la coquille de BFUP qui reprend les efforts et elle finira finalement par céder en compression. À la fin de l'analyse, soit à un déplacement de 80 mm, des contraintes de 100 MPa au bas de la semelle sont détectées. La résistance en compression du béton est de 140 MPa. Par contre, bien que numériquement, il n'y ait toujours pas de rupture à la fin de l'analyse, il faut garder en tête qu'il est impossible de modéliser des déformations locales à l'échelle du modèle. Une validation expérimentale est donc requise.

## 4.3 Validation de la solution proposée

Maintenant que la demande ainsi que la capacité ont été évaluées, il reste à comparer ces résultats et valider que la solution de réparation expliquée au chapitre 3 est valide. La réparation dans la direction transversale nous intéresse principalement puisque c'est la plus critique.

### 4.3.1 Critères de performance de la solution proposée

L'analyse élastique dynamique du pont donne un effort élastique de 8 683 kN ( $V_e$ ) et un déplacement de 6 mm pour un séisme ayant un période de retour de 2475 ans. L'analyse de poussée statique non linéaire de la pile réparée donne une résistance maximale de 8 540 kN ( $V_p$ ) pour un déplacement de 57 mm. Les courbes montrées sur la Figure 4.23 et la Figure 4.24 illustrent le comportement de la pile par rapport aux critères de performance exigés par la norme. Pour l'approche de conception basée sur la performance, la norme exige un niveau de performance selon la probabilité de dépassement du séisme et la catégorie du pont (art. 4.4.6.2, S6-14). Elle donne également des critères de performance pour chacun de ces niveaux (art. 4.4.6.3, S6-14). Trois critères de performance sont analysés : celui pour un pont principal pour un séisme de 2475 ans (PP 2475 ans), celui pour un pont principal pour un séisme de 475 ans (PP 475 ans) et celui pour un pont essentiel pour un séisme de 2 475 ans qui est le plus élevé des niveaux (PE 2475 ans).

Les analyses ont été faites pour un séisme ayant une période de retour de 2475 ans et l'ouvrage est classé comme un pont principal qui représente le premier des critères énumérés ci-dessus (PP 2 475 ans). Le niveau de performance minimal requis par la norme est le service interrompu (pont fermé, transport d'urgence autorisé seulement) autorisant des dommages importants à la structure. Plus précisément, la norme exige que la déformation maximale des armatures soit de 0.05 et qu'il n'y ait pas d'écrasement du béton dans le noyau.

Pour un séisme d'une période de retour de 475 ans (PP 475 ans), la norme recommande des dommages mineurs afin d'avoir un service immédiat de la structure. Pour ce faire, elle exige que les barres d'armatures ne plastifient pas ( $\epsilon_s < \epsilon_y = 0.002$ ). Pour un pont essentiel et un séisme de 2 475 ans (PE 2 475 ans), les barres d'armatures ne doivent pas atteindre une déformation plastique plus grande que 0.015.

La Figure 4.23 compare les courbes force – déplacement de la demande élastique avec la capacité de la pile réparée. La Figure 4.24 est une vue rapprochée des deux courbes. Elle montre les efforts plastiques ( $V_y$ ) équivalents aux efforts élastiques pour un séisme de 475 et 2475 ans qui sont respectivement de 2 270 kN et 3 615 kN pour des déplacements de 6 mm et 2.5 mm. Les trois critères de performances sont également indiqués (PP 2475 ans : 8 050 kN pour 39 mm; PP 475 ans : 5 500 kN pour 13 mm; PE 2 475 ans : 6 600 kN pour 20mm). On remarque que pour les trois critères, la pile renforcée présente un comportement suffisamment adéquat pour les efforts trouvés par les analyses spectrales.



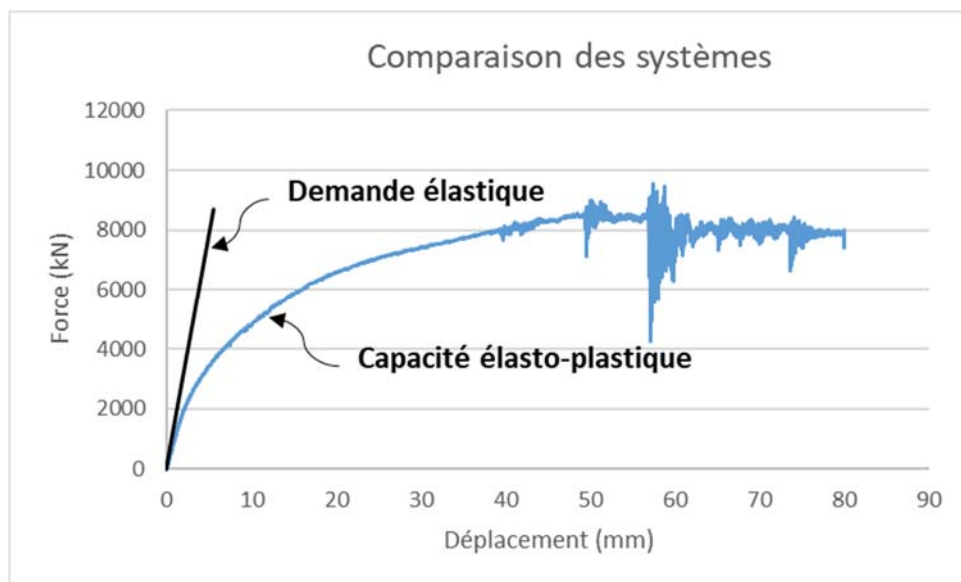


Figure 4.23 : Comparaison de la demande élastique et la capacité de la pile

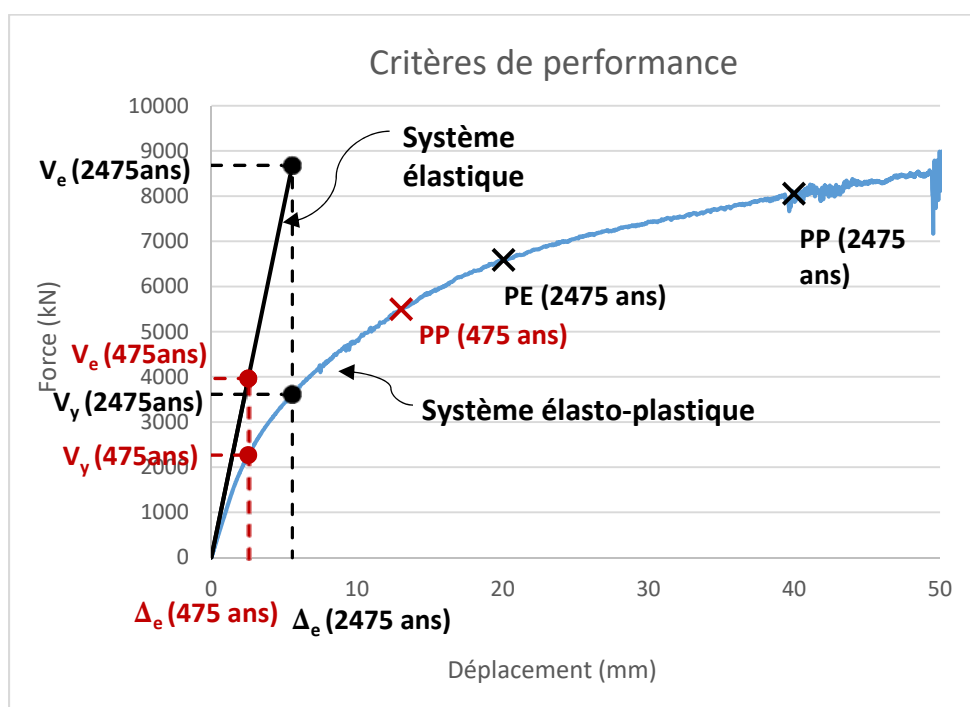


Figure 4.24 : Critères de performance

### 4.3.2 Critères de performance de la pile réelle

Bien que la colonne du pont puisse reprendre les efforts sismiques dans le domaine plastique, elle n'a pas été conçue pour plastifier. En effet, la configuration en U des étriers n'est pas convenable pour confiner suffisamment le béton. Lorsque qu'une charge latérale importante est reprise dans ce type de structure, les étriers s'ouvrent et ne permet plus le confinement du béton. C'est pourquoi de nos jours, les étriers sont conçus avec des crochets sismiques de  $135^\circ$  qui empêche l'ouverture de ceux-ci. Dans ce cas-ci le confinement est assuré en ajoutant une surépaisseur de BFUP tout le long de la colonne. La surépaisseur de BFUP permet également d'augmenter la résistance en cisaillement de la pile.

Il est également important de rappeler que le mode de rupture de la colonne réelle de l'ouvrage est différent de celui de la solution proposée. La colonne réelle se rompt par cisaillement. Ce type de rupture n'est pas conseillé dans une conception sismique, car il est trop fragile. Il est préférable d'avoir une rupture en flexion puisque le concept de ductilité par déplacements équivalents est basé sur ce type de comportement. En réduisant la largeur de la colonne, le mode de rupture change pour devenir une rupture en flexion. C'est effectivement ce qui est observé au niveau des résultats de la solution de réparation. C'est les raisons pour laquelle la réhabilitation sismique de l'ouvrage est nécessaire.

Finalement, une chose qui n'a pas été faite dans le cadre de ce projet d'étude, mais qui pourrait être pertinent à comparer avec la solution proposée est le chemisage en BFUP de la colonne non tronquée. En effet, les résultats préliminaires prévoyaient une rupture en cisaillement dans le domaine élastique puisque l'effort de cisaillement du moment probable était plus grand que l'effort élastique. Ce pourquoi la pile a été tronquée. Cependant, avec l'analyse non linéaire par poussée statique, on observe que l'effort causé par le moment probable est plus petit que l'effort élastique. On peut donc se poser la question si un renforcement en BFUP sur la hauteur totale de la colonne est suffisant pour augmenter la résistance en cisaillement afin d'obtenir une rupture en flexion. Ce point reste à être vérifier.

### 4.3.3 Direction longitudinale

Les analyses pour la demande sismique ont permis d'identifier les efforts non seulement dans la direction transversale, mais aussi dans la direction longitudinale. L'objectif de ce projet de

recherche porte principalement sur la direction de l'axe fort, car c'est la direction où il y a le plus de particularités. La conception actuelle du pont à l'étude exige des grands efforts de cisaillement à la base des deux colonnes du centre du pont d'environ 9 850 kN. En répartissant les efforts aux quatre colonnes, les efforts diminuent à 8 570 kN. Une analyse non linéaire par poussée statique dans la direction longitudinale permettrait de connaître la résistance réelle de la colonne et de quantifier l'apport du BFUP dans cette direction auquel une solution concrète serait par la suite élaborée. Par ailleurs, cette analyse permettrait également de valider le critère de combinaison des charges : 100% dans une direction et 30% dans l'autre.

## CHAPITRE 5 ÉLABORATION DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Les analyses présentées dans le chapitre précédent donnent une vue d'ensemble de la réponse de la structure. Cependant, comme la méthode de renforcement est nouvelle et vu le peu d'essais existants dans la littérature sur les piles de ponts trapues, il apparaît pertinent de valider ces calculs numériques par des essais à grande échelle. Un programme expérimental est donc proposé afin de compléter la performance de la solution de réparation proposée. Le dimensionnement du spécimen et la validation par analyse numérique de ce spécimen sont présentés dans cette section.

### 5.1 Contexte

Plusieurs projets expérimentaux concernant la réhabilitation sismique de colonnes rectangulaires de pont par chemisage en BRF ou BFUP ont été effectués au sein du Groupe de recherche en Génie des Structures de l'École Polytechnique au cours des dernières années : Boucher-Proulx (2008), Dagenais (2012), Garneau (2015), Jolicoeur (2016). Ce programme expérimental est la suite de tous ces projets et devrait conclure la recherche expérimentale sur piles à grande échelle pour le renforcement sismique.

Au total dix piles rectangulaires ont été testées dans quatre programmes expérimentaux, six sollicités par rapport à l'axe faible de flexion et quatre soumis à des efforts selon l'axe fort afin d'analyser le comportement en cisaillement dans cet axe. Les deux spécimens du premier programme expérimental avaient une section de 2000 mm x 500 mm, alors que les huit spécimens des trois programmes suivants avaient une dimension de 1200 mm x 600 mm.

- Boucher-Proulx (2008) a testé un spécimen non renforcé et un spécimen renforcé qui ont permis de confirmer la fragilité des piles conçues avant l'adoption des règles modernes de conception sismique et d'établir que la méthode de renforcement proposée fonctionnait pour la longueur de chevauchement minimale de  $24d_b$  retrouvée dans les ponts existants. Des armatures de 25 mm de diamètre ont été utilisées. Les piles étaient sollicitées par rapport à leur axe faible en flexion et le ratio hauteur sur largeur ( $H/B$ ) dans la direction de chargement égal à 8.3 visait à solliciter la zone de réparation en flexion.
- Les spécimens S1 à S4 testés par Dagenais (2014) comportait une zone de chevauchement de  $24d_b$  et visait à vérifier la robustesse de la méthode de renforcement pour différentes

grosseurs de barres d'armatures, soit des diamètres de 25, 30, 35 et 45 mm. Les piles étaient sollicitées par rapport à leur axe faible en flexion et le ratio  $H/B$  dans la direction de chargement égal à 6.1 visait à solliciter la zone de réparation en flexion.

- Les essais réalisés par Garneau (2015) sur les spécimens S5 et S6 visaient à vérifier la performance de la méthode de renforcement pour une sollicitation par rapport à l'axe fort à la limite inférieure des piles élancées, avec un ratio  $H/B$  dans la direction de chargement égal à 2.2, amenant une contribution plus importante de l'effort tranchant dans le comportement de la pile. La pile comportait 12 barres 35M avec un chevauchement des barres à  $24d_b$ , avec deux configurations d'étriers. Le premier spécimen était considéré comme la référence car il disposait d'étriers en U avec des crochets sismiques qui répondaient aux normes sismiques. Le second n'avait que des étriers en U chevauchés sur les faces courtes dans l'enrobage de BFUP (détail typique des ouvrages construits avant l'adoption des règles sismiques modernes).
- Les spécimens testés par Jolicoeur (2016) avaient les mêmes dimensions et les mêmes armatures de flexion que ceux testés par Garneau et visaient à établir la performance à l'effort tranchant. Le spécimen S7, non réparé, visait à étudier le comportement à l'effort tranchant d'une pile conçue avec les détails typiques des ouvrages comportant un mauvais design sismique. Les armatures de flexion dans ce spécimen n'étaient pas chevauchées à la base afin d'éviter une rupture prématurée en flexion. Le spécimen S8 est un spécimen renforcé par chemisage en BFUP avec chevauchement des armatures de flexion à la base comme pour les spécimens de Garneau. L'armature de cisaillement était identique à celle du spécimen S7.

Le onzième spécimen permettra de valider le renforcement sismique par chemisage en BFUP sur une colonne encore plus trapue que les spécimens précédents et comportant les défauts typiques des ouvrages existants. Le but est d'abord de savoir qu'elle ductilité il est possible d'avoir avec un rapport hauteur sur largeur de 1.33 et de vérifier la robustesse de la méthode de réhabilitation proposée quant à sa performance pour renforcer des piles très trapues.

## 5.2 Élaboration du programme

Pour ce faire, un essai cyclique unidirectionnel d'un spécimen rectangulaire ayant un rapport largeur/hauteur de 1,33, soit un rapport similaire aux piles du pont P-12, sera fait. Cet essai permettra de déterminer le niveau de ductilité développé par une pile trapue présentant des déficiences sismiques typiques dans la zone de chevauchement à la base de la pile et au niveau des étriers qui sera renforcée par chemisage en BFUP sur toute sa hauteur et par l'ajout d'étriers.

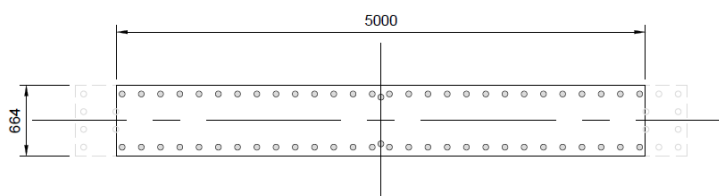
Les essais en laboratoire doivent avoir un comportement semblable à celui de l'ouvrage existant, mais les spécimens doivent également être constructibles. La section suivante explique la démarche utilisée afin d'avoir la meilleure similitude possible entre la pile réelle et le spécimen.

### 5.2.1 Dimensionnement du spécimen

Comme expliqué dans les chapitres précédents, le mode de rupture advenant un séisme majeur se produirait en cisaillement dans la direction transversale avant la plastification des armatures de flexion, donc très fragile, alors que dans la direction longitudinale la rupture serait en flexion avec un niveau de ductilité limité. De plus, les détails d'armature dans la zone de chevauchement à la base de la pile ne permettent pas le transfert des efforts entre les barres de la semelle et celles se prolongeant dans la pile de sorte qu'une rupture prématurée est appréhendée à cet endroit.

#### 5.2.1.1 Propriétés de la pile tronquée

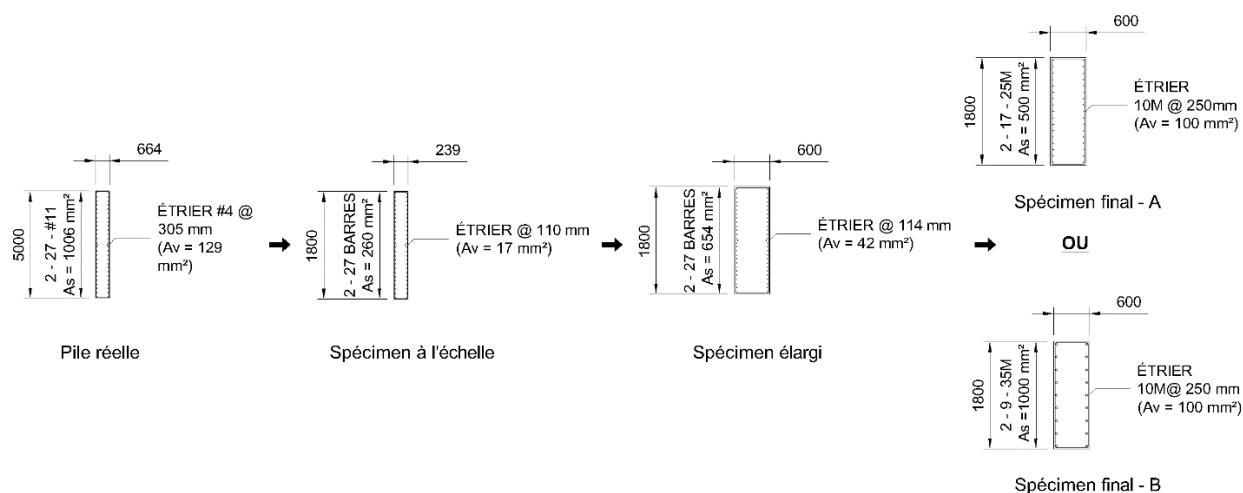
En réduisant la largeur de la pile à 5000 mm, celle-ci a 1.635% d'armatures, soit 54 barres #11. Les barres sont réparties comme illustré à la Figure 5.1.



**Figure 5.1 - 54 barres ( $\rho=1.635\%$ ) uniforme**

### 5.2.1.2 Méthodologie du dimensionnement

Le processus utilisé pour le dimensionnement du spécimen comprend 3 étapes. La première consiste à mettre tout à l'échelle réduite. Par contre, comme ce spécimen serait difficile à fabriquer avec des barres d'armature trop petites et un enrobage en BFUP trop mince. La seconde transformation consiste donc à augmenter seulement la largeur. En procédant ainsi, l'enrobage en BFUP est égal à celui de la pile réelle alors que le nombre de barres reste le même. Enfin, la dernière étape consiste à regrouper les barres d'armatures pour avoir un diamètre de barres conventionnel. Dans tout ce processus de transformation d'échelle, il importe de s'assurer que le spécimen testé représente le comportement de la pile réelle en ce qui a trait au mode de rupture et au comportement du BFUP dans les zones de chevauchement des armatures à la base de la pile et au long du fut pour la résistance à l'effort tranchant. Pour assurer une compatibilité tout au long de ces transformations, deux paramètres de référence, c'est-à-dire ceux qui ne changent pas, sont identifiés et utilisés d'une étape à l'autre, soit les contraintes dans les matériaux provenant des efforts (flexion, cisaillement et axiale) et le pourcentage d'acier d'armature, autant pour les barres longitudinales que pour les barres transversales. Les autres paramètres sont modifiés proportionnellement avec un ratio géométrique. Cela amène certes à des différences sur la capacité, mais les résultats pourront être comparés une fois tous les comportements rapportés à la même échelle. La Figure 5.2 illustre les géométries associées à chacune des étapes qui seront décrites plus bas.



**Figure 5.2 – Processus du design du spécimen**

Pour des raisons de limitation d'équipements de chargement au laboratoire, la longueur maximale du spécimen est fixée à 1800 mm. En divisant la longueur du spécimen par la longueur réelle, on obtient un ratio d'échelle  $\alpha = 0.36$ .

Tous les éléments de la pile sont donc réduits par ce ratio en conservant toutefois la même disposition. La largeur est de 239 mm, les barres ont un diamètre de 13 mm, l'enrobage est de 18 mm, les étriers ont un diamètre de 4.6 mm et un espacement de 110 mm. La charge axiale est quant à elle multipliée par le ratio au carré, puisque la contrainte associée  $\sigma = N/A$  doit demeurer la même que la pile réelle vu que l'aire est obtenue avec le ratio au carré. Les propriétés du spécimen à l'échelle sont présentées au Tableau 5.1.

Bien que le spécimen obtienne des résultats similaires à la réalité, il est difficile à construire, principalement dû à l'enrobage qui n'est que de 18.3 mm et à la largeur qui ne fait que 239 mm, alors que les armatures ont des dimensions petites. Pour un spécimen en béton armé cela pourrait convenir, comme l'a fait avec succès Khaled (2010) qui a appliqué avec justesse le facteur d'échelle au diamètre des gros granulats. Toutefois, le facteur d'échelle ne pouvant s'appliquer au BFUP et à l'ancrage des armatures dans le BFUP, il faut que ces deux paramètres soient considérés à l'échelle réelle.



L'option suivante conserve la même longueur que le spécimen à l'échelle, mais il est élargi à 600 mm. Le rapport entre les deux largeurs est donc  $\beta = 2.508$ . Pour respecter le pourcentage d'acier d'armature et conserver le même nombre de barres d'armatures que le spécimen à l'échelle, l'aire des barres doit être multipliée par  $\beta$ , car seulement une des deux dimensions a été changée. La distribution des barres reste également la même que celle du spécimen à l'échelle. Le pourcentage d'acier d'armature transversale reste également le même que la pile réelle, soit 0.163%. Cependant, afin de respecter le ratio et le même pourcentage de barres transversales, les étriers ont maintenant une aire de 42 mm<sup>2</sup> et un espacement de 114 mm.

Finalement, la dernière étape consiste à regrouper les barres d'armatures, autant transversales que longitudinales, pour avoir des dimensions conventionnelles en essayant de conserver le pourcentage d'acier le plus près possible de la colonne réelle. Deux options sont étudiées : l'option A compte 34-25M et des étriers 10M @ 250 mm alors que l'option B contient 18-35M avec des étriers de 10M @ 250 mm. Avec cette dernière configuration, on retrouve sensiblement la même grosseur de barre que la colonne réelle et un espacement similaire (206 mm contre 180 mm).

**Tableau 5.1 : Caractéristiques des spécimens**

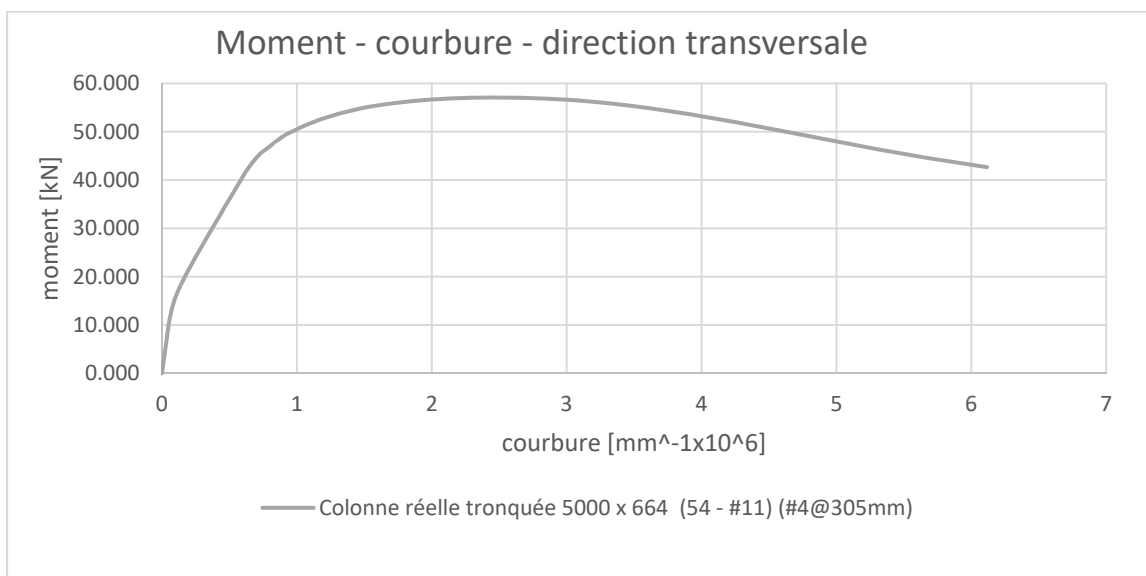
	Pile réelle	Spécimen à l'échelle	Spécimen élargi	Spécimen Option A	Spécimen Option B
b (mm)	5 000	1 800	1 800	1 800	1 800
h (mm)	664	239	600	600	600
H (mm)	6640	2 390	2 390	2 400	2 400
$\rho_s$	1.635%	1.635%	1.635%	1.574%	1.667%
nombre de barres	54	54	54	34	18
$A_s$ total (mm <sup>2</sup> )	54 234	7 042	17 661	17 000	18 000
$d_s$ barre (mm)	36	13	29	25	35
$A_s$ barre (mm <sup>2</sup> )	1 006	130.4	327.1	500	1 000
$\rho_v$	0.163%	0.163%	0.163%	0.167%	0.167%
$A_v$ barre (mm <sup>2</sup> )	129	16.7	41.9	100	100
$d_v$ barre (mm)	12.7	4.6	10.3	10	10
s (mm)	305	110	114	250	250
N (kN)	6 084	788	1978	2000	2000

### 5.2.1.3 Vérification

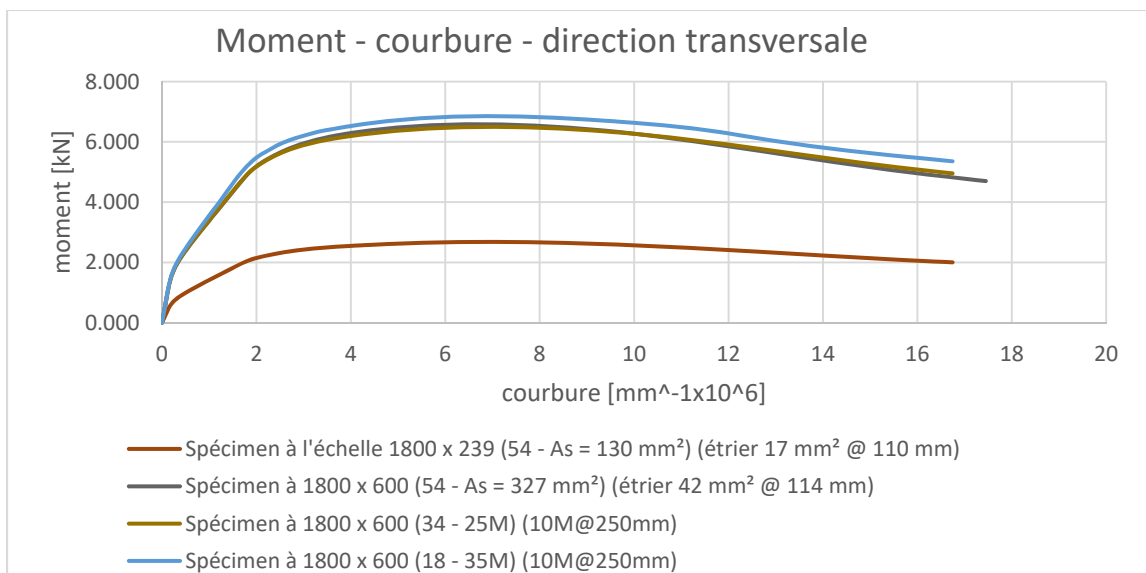
Des analyses de poussées statiques non linéaires sont réalisées à l'aide du logiciel *Response 2000* (Bentz & Collins, 1998) afin de vérifier que le comportement du spécimen à échelle réduite correspond à celui de la pile réelle. Les courbes moment-courbure et force-déplacement dans la direction transversale ont été obtenues pour chacune des options. Une résistance en compression du béton de 35 MPa et une limite d'élasticité des barres de 400 MPa sont utilisées lors des analyses. Le comportement moment – courbure est obtenu en ne considérant que la flexion avec la charge axiale tandis que le comportement forces – déplacement considère la flexion, le cisaillement et

l'effort axial. Les graphiques suivants montrent les résultats obtenus d'abord pour la pile réelle et, ensuite, pour les spécimens.

Le moment résistant maximal atteint par la pile réelle est de 57 000 kN·m (Figure 5.3) tandis que les spécimens ont une capacité maximale en flexion de 2 700 kN·m pour celui à l'échelle et d'environ 6 600 kN·m pour la version élargie (Figure 5.4). On remarque une différence de 1,3% entre le spécimen élargi avec 54 barres et celui de 34-25M, et de 4% entre le spécimen élargi avec 54 barres et le spécimen de 18-35M. Cette différence s'explique surtout par l'écart d'aire d'acier et l'espacement des barres.

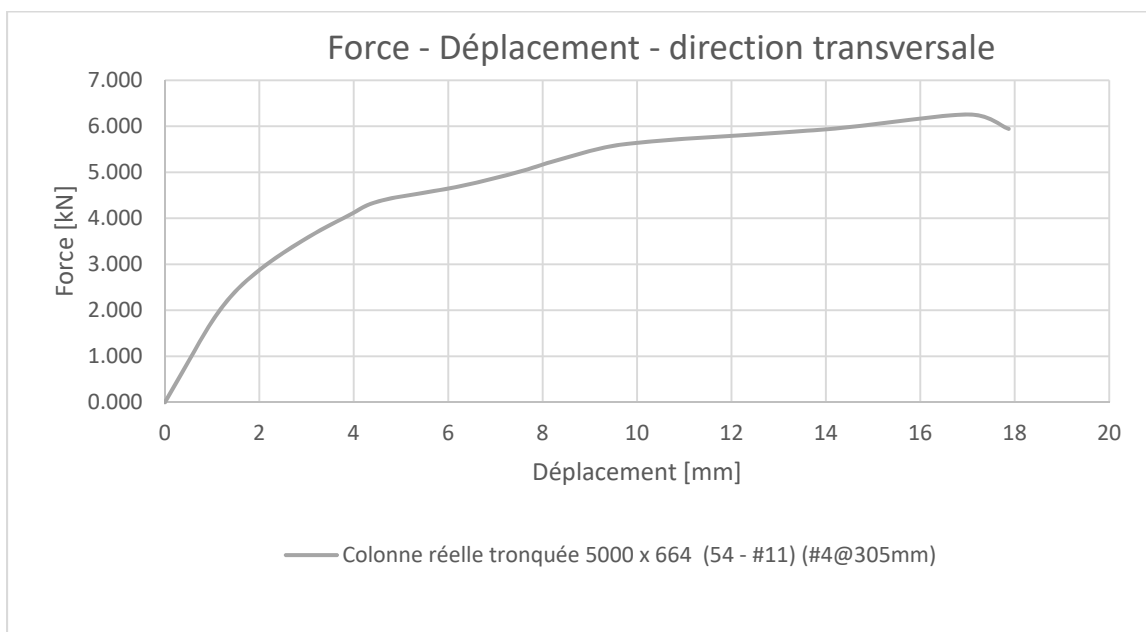


**Figure 5.3 – Comportement moment – courbure de la pile réelle tronquée**

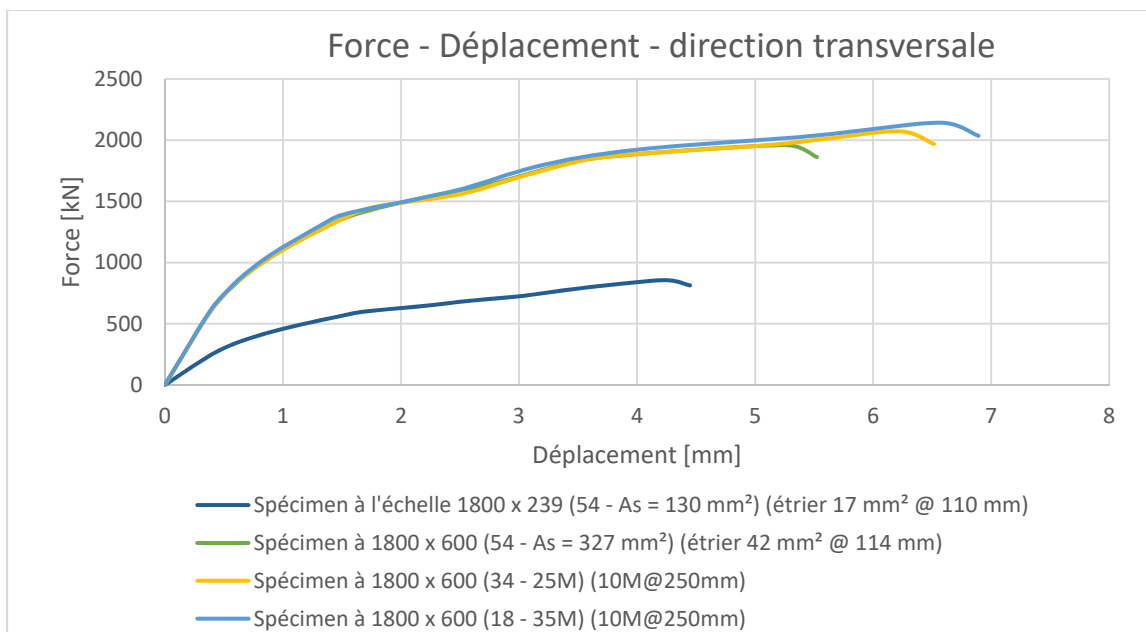


**Figure 5.4 – Comportement moment – courbure des spécimens**

Le comportement des sections en flexion-cisaillement est montré à la Figure 5.5 et à la Figure 5.6. La capacité maximale de la pile réelle est de 6 300 kN et varie de 2 000 kN à 2 150 kN pour les spécimens.



**Figure 5.5 – Comportement en poussée statique non linéaire de la pile réelle tronquée**

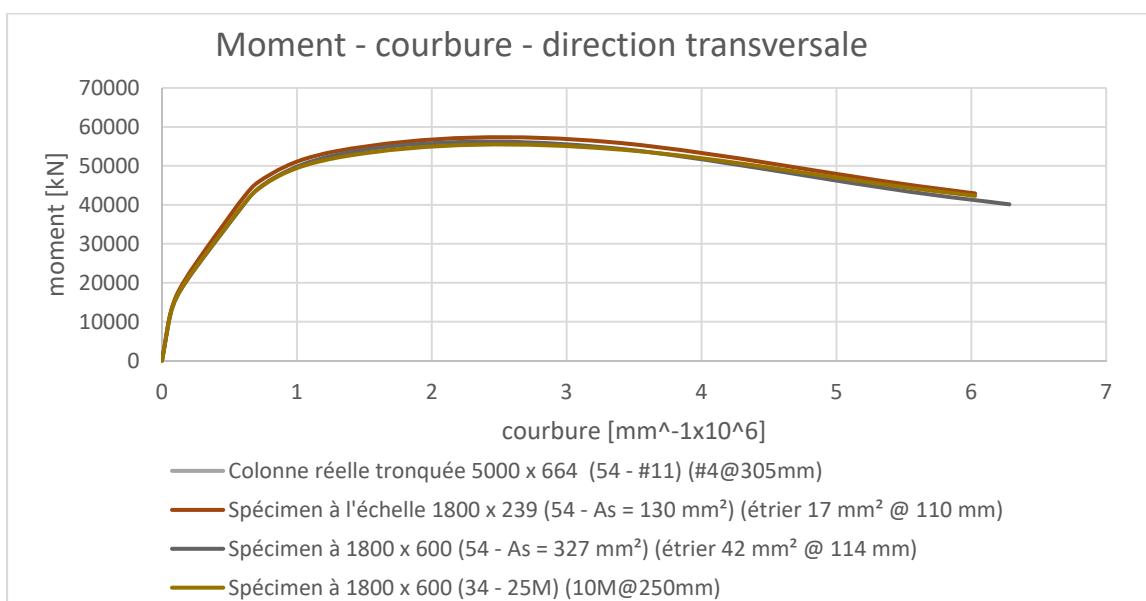


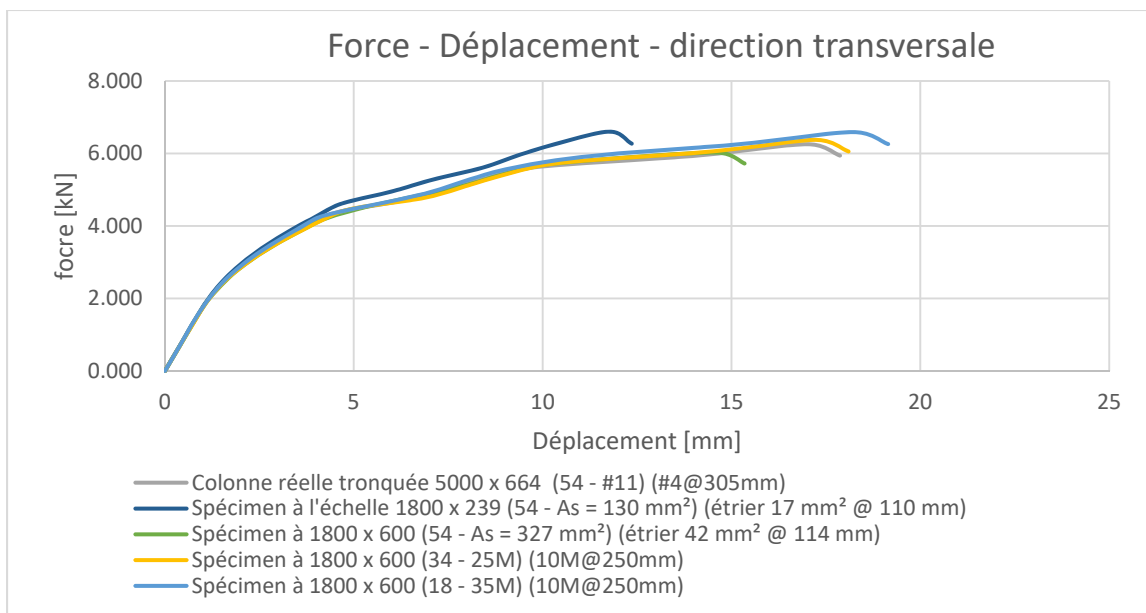
**Figure 5.6 – Comportement en poussée statique non linéaire des spécimens**

Afin de s'assurer que le comportement des spécimens est similaire à celui de la réalité, une étape de plus doit être faite. Les résultats obtenus des analyses de moment-courbure et de poussée statique des spécimens ont été rapportés à l'échelle de ceux de la pile réelle. Les facteurs donnés au Tableau 5.2 ont été appliqués. Les résultats sont illustrés sur la Figure 5.7 et la Figure 5.8 ci-dessous. On retrouve des comportements similaires en moment-courbure. Par contre, en analysant les courbes forces-déplacement, on observe une disparité entre les options à la partie non linéaire.

**Tableau 5.2 : Facteurs utilisés pour la mise à l'échelle**

Paramètre	Spécimen à l'échelle	Spécimens élargis
Charge axiale	$1/\alpha \times 1/\alpha = 7.72$	$1/\alpha \times 1/\alpha \times 1/\beta = 3.077$
Moment fléchissant	$1/\alpha^3 = 21.43$	$1/\alpha^3 \times 1/\beta = 8.546$
Déplacement	$1/\alpha = 2.78$	$1/\alpha = 2.78$
Courbure	$\alpha = 0.36$	$\alpha = 0.36$

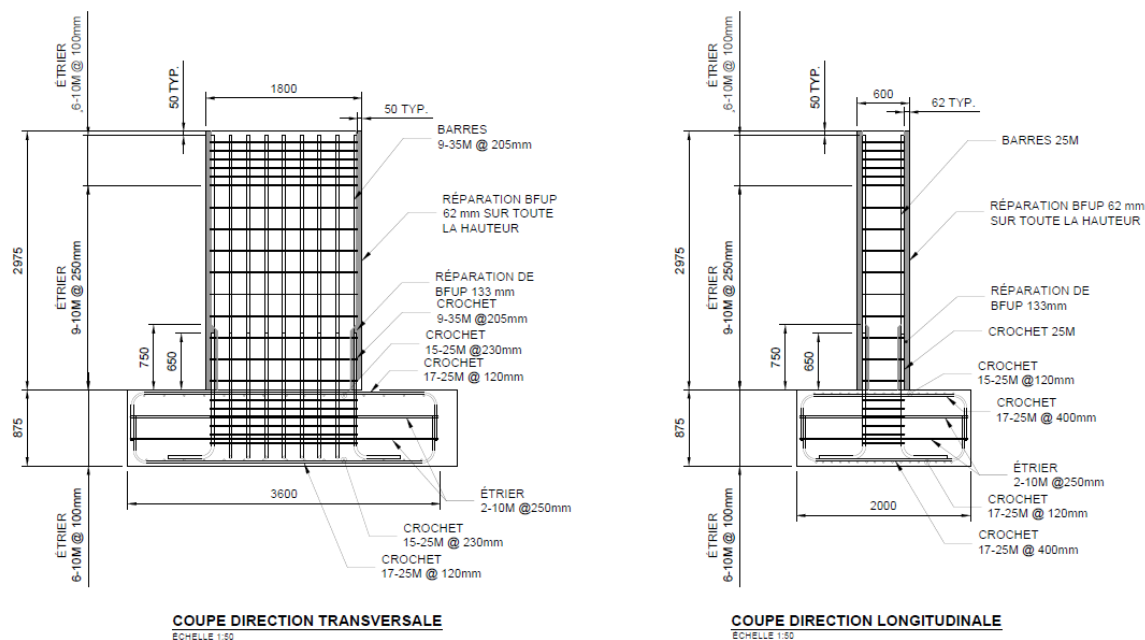
**Figure 5.7 – Comportement moment – courbure à l'échelle de la pile réelle**



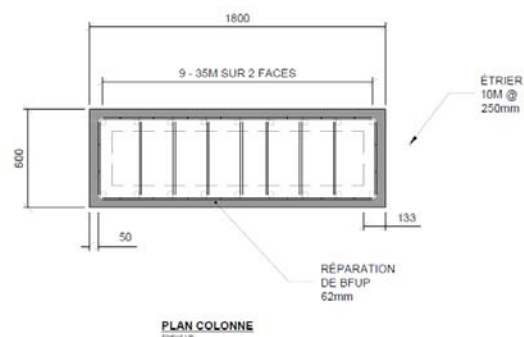
**Figure 5.8 – Comportement en poussée statique non linéaire à l'échelle de la pile réelle**

#### 5.2.1.4 Dimensions finales du spécimen

Les deux options du spécimen élargi présentent sensiblement le même comportement, autant en flexion qu'en cisaillement. Cependant, l'option B du spécimen final, avec 18 barres 35M, est préférée puisqu'elle a une grosseur de barres similaire à celle de la colonne réelle (35M contre #11) et un espacement des barres comparable. Les dimensions finales du spécimen sont donc une section de 1800 mm  $\times$  600 mm et une hauteur de 2400 mm avec 18 – 35M et des étriers 10M @ 250 mm, soit un rapport hauteur/longueur de 1,33. Les Figure 5.9 et Figure 5.10 ci-dessous montrent la vue en plan et des coupes dans les deux directions du spécimen.



**Figure 5.9 : Coupes en élévation du spécimen**



**Figure 5.10 : Coupes horizontales du spécimen**

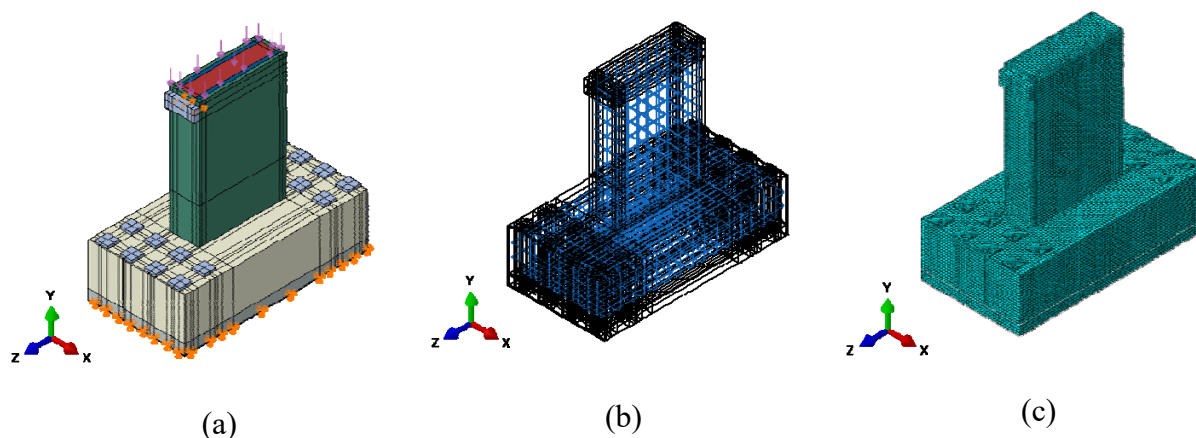
### 5.3 Analyses numériques

Des analyses non linéaires par éléments finis du spécimen sont effectuées pour s'assurer d'avoir le comportement désiré en comparaison avec celui de la pile, mais également pour vérifier que les équipements au laboratoire de Structures sont adéquats et que l'essai soit réalisable. La construction du modèle est d'abord présentée suivie de l'analyse des résultats obtenus.



### 5.3.1 Construction du modèle

Le modèle créé pour le spécimen est composé d'éléments 3D tout comme les modèles utilisés pour déterminer la résistance des piles. L'analyse consiste en une poussée statique non linéaire effectuée à l'aide du module Explicit du logiciel Abaqus (ABAQUS, 2005) et du modèle de béton EPM3D (Massicotte et al., 2012). Le modèle est une version modifiée du celui utilisé par Olivier Jolicoeur (2016) puisque les essais qu'il a réalisés sont similaires à celui projeté et que son modèle a été validé sur ses résultats d'essais. Le modèle comprend la pile et la semelle ainsi que toutes les barres d'armatures. Les huit barres à haute résistance de post-tension utilisées pour ancrer le spécimen à la dalle d'essais du laboratoire sont également modélisées. Ces barres permettent de transférer le moment à la dalle et sont conçues afin d'éviter le soulèvement de la semelle. Une plaque d'acier est également appuyée sur la pile au point d'application de la charge horizontale pour éviter qu'il se développe des concentrations de contraintes à ce niveau. La charge axiale est appliquée sur la surface supérieure du spécimen et est maintenue constante tout au long de l'analyse.



**Figure 5.11: Vue d'ensemble du modèle (a) chargement et conditions frontières, (b) armatures, (c) maillage**

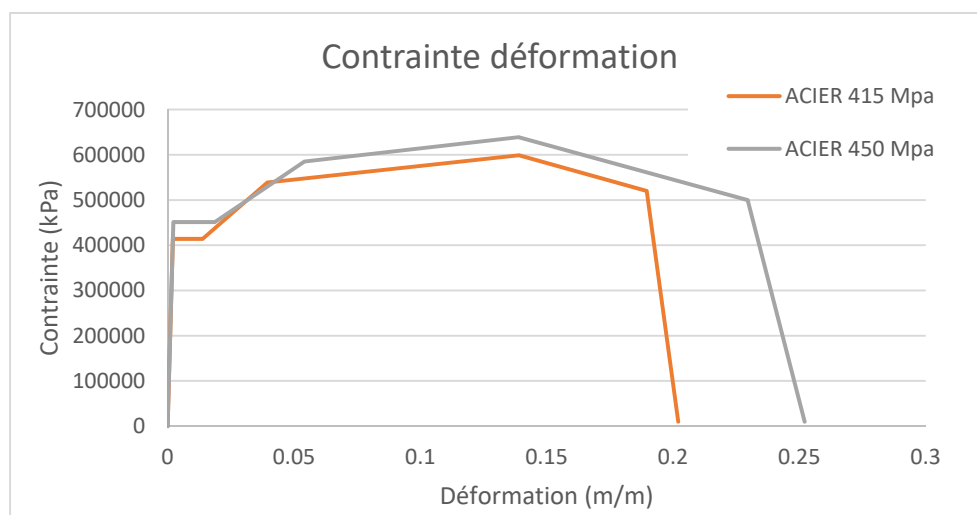
#### 5.3.1.1 Matériaux

La majorité des matériaux utilisés sont non linéaires. Les propriétés des matériaux utilisées pour la modélisation du spécimen sont celles utilisés lors des travaux de Jolicoeur (2016). Un béton ordinaire de 35 MPa est utilisé pour l'intérieur de la pile et la semelle. Un BFUP de 140 MPa ayant

les mêmes propriétés que celui utilisé lors des analyses de la pile réelle est considéré. Le béton ordinaire comprend deux zones de raidissement en traction (Figure 5.13). La limite élastique des armatures est fixée à 450 MPa pour les barres 20M, 25M et 35M alors qu'une valeur de 415 MPa est retenue pour les barres 10M. Les barres de précontrainte 35M utilisées sont modélisées avec un acier élastique. Les plaques de chargement et la plaque d'ancrage sont également composées d'acier linéaire. Les propriétés de chacun des matériaux sont présentées aux tableaux et figures suivants (Tableau 5.3, Tableau 5.4, Tableau 5.5 et Tableau 5.6 et Figure 5.12 et Figure 5.14).

**Tableau 5.3 : Propriétés élastiques des barres d'armatures 415 MPa et 450 MPa, des plaques et des câbles de précontrainte**

Acier	
Masse volumique [ $\text{kg/m}^3 \cdot 10^{-3}$ ]	7.8
Module d'élasticité [kPa]	200 000 000
Coefficient de Poisson	0.3



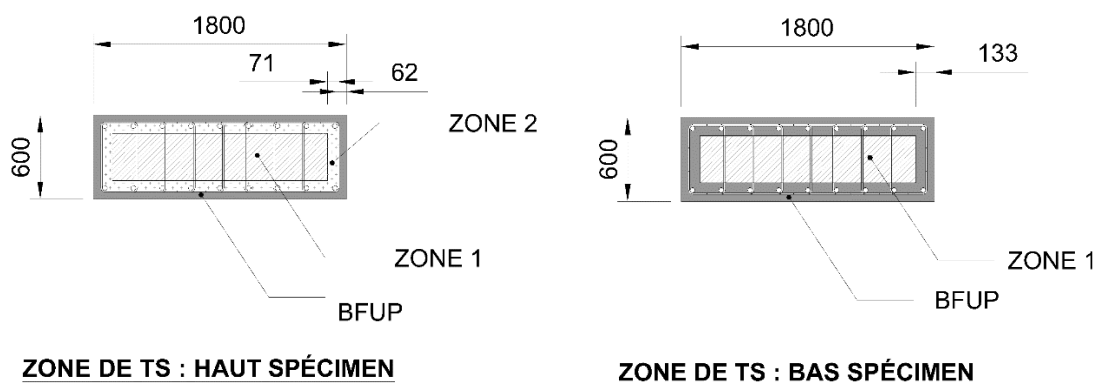
**Figure 5.12: Propriétés axiales des barres d'armatures 415 MPa et 450 MPa**

**Tableau 5.4 : Propriétés non linéaires du béton ordinaire de 45 MPa**

Béton ordinaire de 28 MPa	
Propriété	Valeur
Masse volumique [ $\text{kg/m}^3 \cdot 10^{-3}$ ]	2.4
Module d'élasticité, E [kPa]	33 600 000
Coefficient de Poisson, $\nu$	0.2
Résistance en compression uniaxiale [kPa]	-45 000
Déformation au pic, $\varepsilon_{co}$	-0.0045
Résistance en traction uniaxiale [kPa]	2 214
Énergie de rupture en traction [kJ/m]	0.065
Fraction de développement d'une fissure	0.2
Module équivalent, $E_s/E_c$	6.856

**Tableau 5.5: Pourcentage d'acier des lois de comportement de matériaux non linéaire**

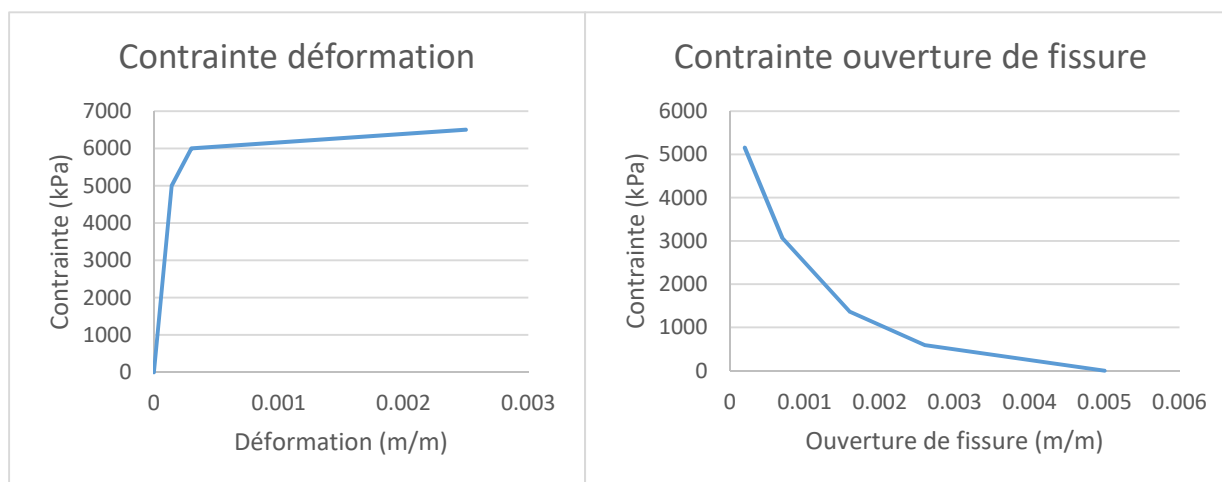
Zone 1	$\rho = 0.0015$ selon l'axe X
Zone 2	$\rho = 0.05$ selon l'axe Y



**Figure 5.13 : Zone de raidissement en tension du haut et bas du spécimen**

**Tableau 5.6 : Propriétés du BFUP 140 MPa**

BFUP 140 MPa	
Propriété	Valeur
Module d'élasticité.. $E$ [kPa]	35 000 000
Coefficient de Poisson.. $\nu$	0.2
Résistance en compression uniaxiale [kPa]	-140 000
Déformation au pic.. $\varepsilon_{co}$	-0.0045
Résistance en traction uniaxiale [kPa]	5 000
Résistance ultime [kPa]	6 500
Déformation ultime	0.0025
Énergie de rupture en traction [kJ/m]	0
Fraction de développement d'une fissure	0.2
Module équivalent.. $E_s/E_c$	5.714



**Figure 5.14 : Loi de comportement du BFUP 140 MPa**

### 5.3.1.2 Temps d'analyse, contraintes et application de la charge

D'abord, la post tension est appliquée en 0.1 seconde, puis la charge axiale en 0.1 seconde également et, finalement, le déplacement latéral en 0.6 seconde, ce qui donne une pseudo-durée totale d'analyse de 0.8 seconde. Le Tableau 5.7 résume ces temps d'analyse.

Puis, quelques contraintes sont imposées. Le dessous de la dalle est encastré. Les barres d'armatures sont noyées dans le béton grâce à l'option *embedded*. Une contrainte *tie* est utilisée pour joindre la plaque d'application de la charge à la pile. Il reste seulement les contraintes liées à la précontrainte. Premièrement, la température de  $-25^{\circ}\text{C}$  imposée induit une force de 800 kN. Deuxièmement, le bas des barres est noyé au moyen de la contrainte *embedded* simulant ainsi un encastrement. Troisièmement, le haut des barres est lié à une plaque d'acier qui transférera uniformément les charges à la pile. Et finalement, un paramètre de contact de type *hard contact* avec un coefficient de frottement de 0.3 assure le lien entre le dessous des plaques et la semelle.

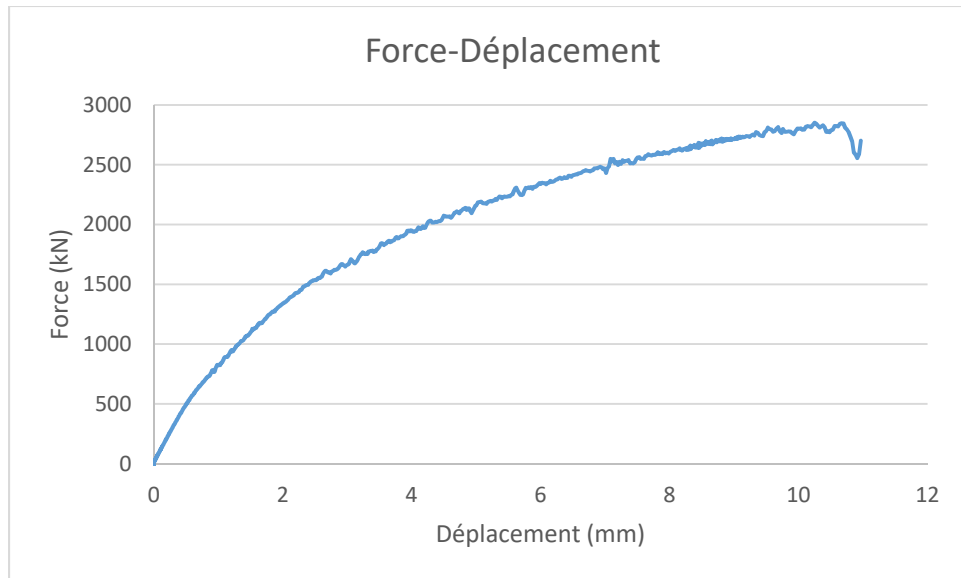
Enfin, le chargement est divisé en trois parties. Le gradient thermique de la post tension est d'abord appliqué, suivie de l'introduction d'une charge axiale uniformément répartie sur le dessus de la colonne. Finalement, un déplacement latéral dans la direction de l'axe fort à 2.4 m de hauteur est imposé.

**Tableau 5.7 : Temps d'analyse du modèle du spécimen**

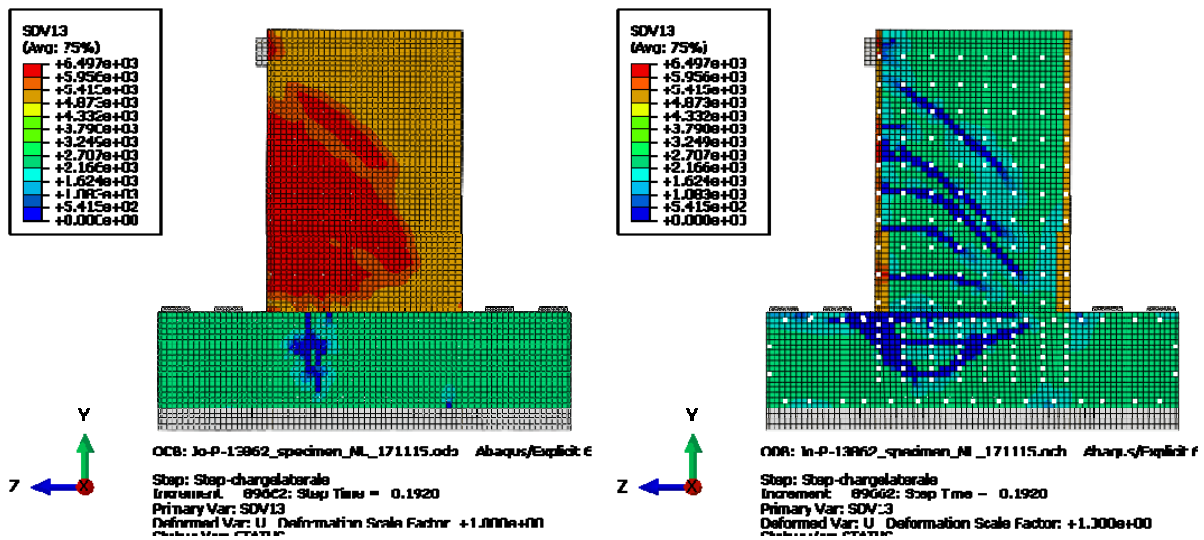
	Temps de l'étape (s)	Chargement
Post tension	0.1	-25°C
Charge axiale	0.1	2 000 kN
Déplacement	0.6	50 mm

### 5.3.2 Résultats des analyses numériques

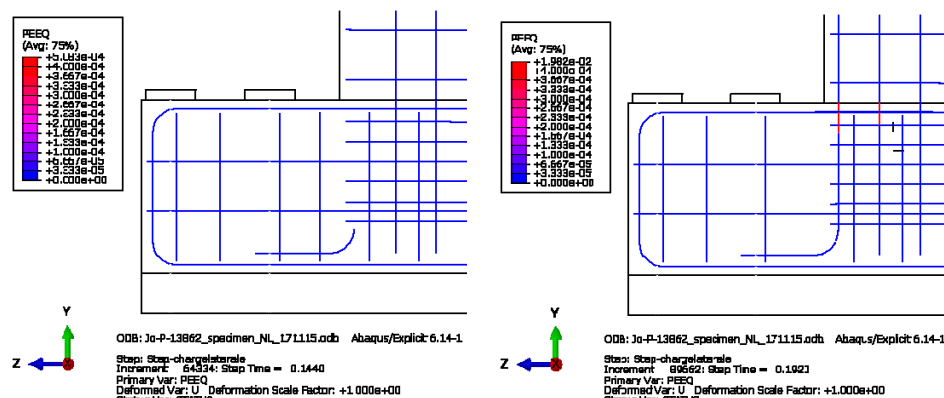
En observant d'abord la courbe force déplacement (Figure 5.15), il est facile de voir que la rupture survient juste avant l'arrêt du calcul. La force maximale atteinte est de 2850 kN pour un déplacement de 10.6 mm. En observant le parton de fissuration présenté à la Figure 5.16, on constate que l'intérieur de la colonne présente des fissures en cisaillement, mais que la coquille en BFUP reste intacte. Cependant, la semelle est endommagée. Seulement les barres d'ancrages de la colonne à la semelle sont plastifiées au moment de la rupture (figure 5.17). La première barre plastifie à 4.3 mm. Le spécimen présente donc un niveau de ductilité  $R = 2.5$  ce qui est plus élevé que le niveau minimal recommandé par la norme qui est de 2.



**Figure 5.15 : Force déplacement du spécimen**

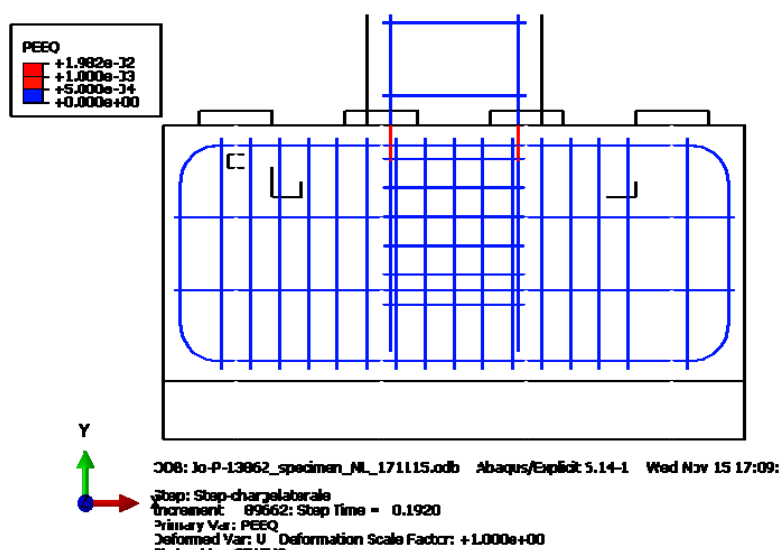


**Figure 5.16: Indice de fissuration du béton (vue extérieure à gauche et vue intérieure à droite)**



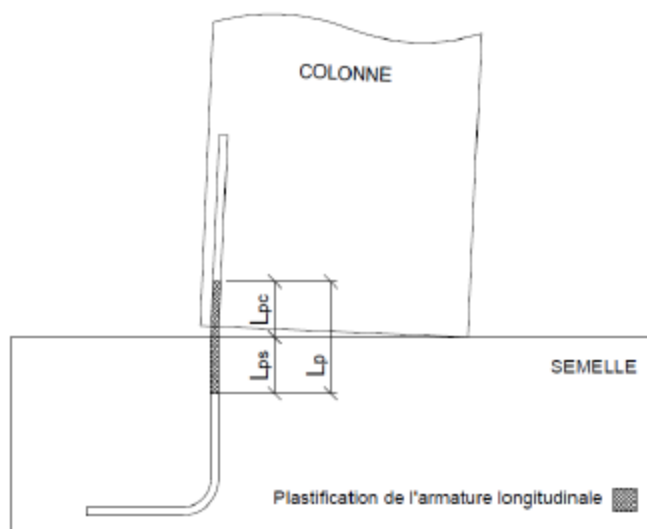
**Figure 5.17 : Plastification des barres d'armatures à un déplacement de 4,3 mm et 10,6 mm**

La longueur de la rotule plastique est définie comme étant la longueur de la zone des armatures de flexion plastifiées. La figure 5.18 montre une vue selon l'axe faible des barres d'armatures à la jonction de la pile et de la semelle. La zone en rouge indique l'endroit où les barres sont plastifiées. La longueur de la rotule plastique totale est de 152 mm. La particularité est que la rotule plastique ne se développe que dans la semelle. Normalement, une partie se trouve dans la semelle et l'autre dans la pile comme illustré à la figure 5.19. La faiblesse dans la semelle fait en sorte que la rotule n'a pas le temps de se développer au bas de la pile.



**Figure 5.18 : Longueur de la rotule plastique du spécimen**

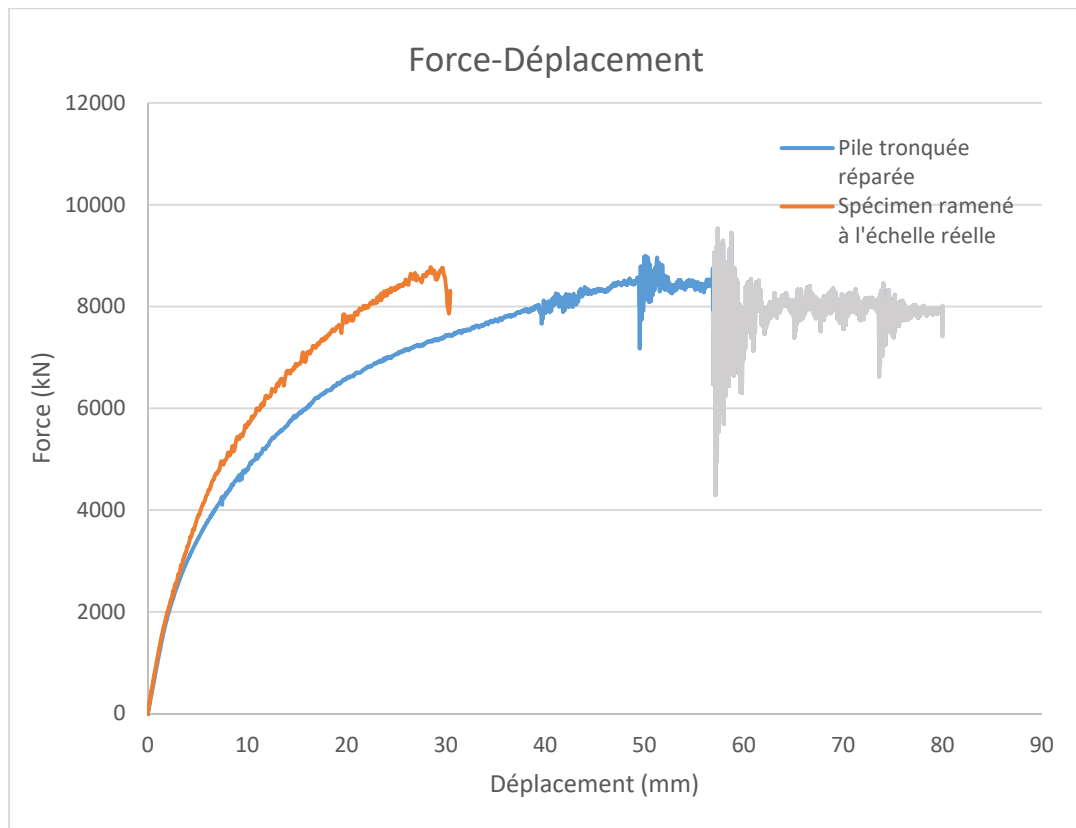




**Figure 5.19 : Longueur de la rotule plastique (tirée de Jolicoeur, 2016)**

L'objectif du programme expérimental est de valider la méthode de renforcement sur les colonnes fortement rectangulaires tout en s'assurant d'avoir un comportement similaire à celui des piles de l'ouvrage étudiés. Le dimensionnement du spécimen a été fait en s'assurant d'avoir des contraintes équivalentes indépendamment de l'échelle de la colonne. Le processus de mise à l'échelle a été expliqué à la section 5.2.1. Deux ratios ont été utilisés pour la conversion, le premier est  $\alpha = 0.36$  qui représente le rapport entre la longueur B et le second est  $\beta = 2.508$  qui représente le ratio de la largeur D. Par soucis de constructibilité, il est impossible d'avoir un spécimen réellement à l'échelle. Le spécimen a donc des barres, un recouvrement de béton et une coquille de BFUP avec les mêmes propriétés que les piles réelles. La figure 5.19 représente la capacité de la pile réparée et celle du spécimen lorsqu'elle est ramenée à l'échelle réelle. Pour ce faire, les déplacements ont été divisés par le ratios  $\alpha$  et l'effort est trouvé par cette relation :  $V_{réel} = V_{spécimen} / \alpha^2 \beta$ . La rigidité élastique est la même entre les deux piles. Par contre, le comportement plastique est différent. Le spécimen a une résistance plus élevée que la colonne réelle. La capacité maximale du spécimen ramené à l'échelle réelle est de 8755 kN alors que celle de la pile est de 8312 kN à la rupture. Toutefois la rupture du spécimen se produit à un déplacement de 29.7 mm, ce qui correspond à une charge pour la pile réelle de 7370 kN pour le même déplacement. Cette rigidité accrue s'explique en partie par l'épaisseur de BFUP qui est la même entre le spécimen et la pile réelle, soit environ

10% de plus (664 mm c. 600 mm, voir Figure 5.2). À cela s'ajoute la plastification progressive des armatures de flexion en plus grand nombre qui amène une plus grande ductilité. Par contre, la rupture du spécimen survient par écrasement du béton de manière plus subite que pour la pile due à l'utilisation d'un matériau élastique pour la semelle pour la modélisation de la pile réelle. Lors des analyses préliminaires, la différence de comportement était moins importante puisque les piles non réparées étaient comparées.



**Figure 5.20 : Comparaison de la capacité du spécimen avec la pile réparée**

## CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

### 6.1 Rappel des objectifs

Plusieurs travaux de recherche effectués à l'École Polytechnique ont démontré qu'un chemisage en béton fibré ultra hautes performances est efficace pour faire une réhabilitation sismique des piles rectangulaires de pont, même les piles fortement rectangulaires, c'est-à-dire avec un rapport de la dimension longue B sur la dimension courte D supérieur à 2.0 ( $B/D > 2.0$ ). Le but du projet était d'appliquer cette solution de réhabilitation à un ouvrage réel. De plus, il restait encore à vérifier l'efficacité de cette méthode sur des piles trapues soit, des piles qui sont presque aussi larges que hautes ( $H/B < 1.5$ ). Ce type de pile n'a pas le même mode de rupture que les piles élancées ou même fortement rectangulaires. Il s'agissait donc de valider l'apport de la réparation en BFUP sur la résistance en cisaillement et sur la ductilité de la pile et de proposer concrètement une solution de réparation sur un ouvrage réel ayant des déficiences au niveau de la conception sismique.

Les travaux de recherche comprenaient d'abord la recherche d'un ouvrage respectant les critères géométriques et les défaillances sismiques désirés pouvant être adéquats à ce type de réparation. Une fois le pont déterminé, une analyse sismique a été faite sur deux volets : l'estimation de la demande et l'évaluation de la capacité de la pile. Les analyses sismiques ont été faites en respectant les exigences de la norme S6-14 utilisant l'approche de conception basée sur la performance. Une analyse de la réponse sismique a d'abord été effectuée à l'aide de la méthode des charges uniformes afin de déterminer une solution préliminaire de réparation. Puis, une analyse dynamique élastique a été faite pour évaluer les efforts de conception des piles. Un modèle d'éléments finis non linéaire *explicit* fait sur le logiciel Abaqus a été créé pour trouver la capacité de la pile, à la fois dans son état d'origine et avec la réparation. Suite à ces résultats, un programme expérimental a été développé afin de valider les modèles numériques. Pour ce faire, un modèle du spécimen lui-même a été fait pour assurer un comportement similaire à la pile réelle en plus de s'assurer de la faisabilité de l'essai avec les équipements disponibles au laboratoire. Il permettra également la comparaison directe avec les résultats expérimentaux qui seront effectués prochainement.

## 6.2 Dérroulement des travaux de recherche

Les déroulements des travaux de ce projet peuvent être divisés en quatre parties : l'analyse préliminaire de la réponse sismique de l'ouvrage par l'approche CBF afin d'assurer l'applicabilité du renforcement, l'analyse de la réponse sismique de l'ouvrage par l'approche CBP pour valider les résultats de l'analyse préliminaire, l'analyse de la capacité de la pile à la fois dans son état actuel et suite au renforcement et le développement d'un programme expérimental reflétant le comportement de la pile étudiée. Les conclusions pour chacune de ces parties sont énumérées ci-après.

### **Analyses préliminaires de la réponse sismique de l'ouvrage par l'approche CBF**

- L'amplitude des efforts sismiques dépend considérablement de l'emplacement du site et de son sol. Le même ouvrage, mais situé à Montréal, présente des efforts jusqu'à 55% inférieurs à ceux de son emplacement réel.
- Les piles existantes ont une résistance en cisaillement insuffisante dans les deux directions pour développer le niveau de ductilité minimale exigée par le code ( $R = 2$  transversalement et  $R = 4$  longitudinalement). En flexion, la pile existante a un comportement élastique dans la direction transversale et un comportement ductile adéquat dans la direction longitudinale.
- Dans la direction transversale, l'effort de cisaillement critique est l'effort élastique. Or, il est préférable que la résistance en cisaillement minimale soit causée par les efforts probables associés à la plastification en flexion et non l'effort élastique pour permettre le développement d'une rotule plastique en flexion.
- La solution de renforcement proposée consiste à réduire la largeur des piles existantes et de les renforcer avec un chemisage en BFUP sur les quatre faces et sur la totalité de la hauteur de celles-ci. Tronquer les piles permet de réduire la capacité en flexion afin d'avoir des efforts probables plus petits que l'effort élastique après la réparation et ainsi avoir une rupture ductile en flexion. De plus, elle diminue le moment transmis aux semelles qui ont également une conception inadéquate. Le renforcement de BFUP augmente aussi la ductilité des piles permettant ainsi d'avoir un comportement adéquat en flexion dans les deux directions.

- Le système structural du pont est aussi modifié pour réduire les efforts transmis à chaque pile. D'abord, des clés de cisaillement sont ajoutées aux culées pour permettre le transfert des efforts transversaux à celles-ci. Puis, les appareils d'appuis aux piles 2 et 5 sont modifiés pour reprendre également les efforts longitudinaux.

### **Analyses de la réponse sismique de l'ouvrage par l'approche CBP**

- L'approche de CPB est mieux adaptée pour la réhabilitation d'ouvrages existant, car elle recommande l'utilisation d'analyses non linéaires qui permettent concrètement de trouver la capacité des éléments structuraux, dans ce cas-ci, des piles.
- La norme recommande pour un pont principal irrégulier de catégorie de performance 3 de faire une analyse spectrale dynamique élastique (ADE) et de faire une analyse non linéaire par poussée statique (PSLIN).
- L'ADE est faite à l'aide d'un modèle 2D constitué d'élément de poutre fait sur SAP2000. Trois modèles structuraux différents sont comparés pour connaître la meilleure hypothèse des conditions d'appuis des piles aux axes 2 et 5 : le modèle avec le moment autour de l'axe faible retenu (M2R), le modèle autour de l'axe faible libéré (M2L) et un modèle avec des éléments *link* d'une rigidité K qui tient de la rigidité combinée des appuis et des piles trouvées avec un modèle d'élément fini 3D élastique. Il est trouvé que le modèle M2L ressemble plus au modèle *link*.
- L'ADE donne des efforts plus faibles que la méthode CU pour le modèle du pont existant, car les culées sont libres et la déformée réelle du pont ne ressemble pas à celle du premier mode fondamental utilisée dans la méthode CU. Lorsque les appuis sont bloqués dans la direction transversale, les efforts trouvés par les deux méthodes sont similaires.

### **Analyses de la capacité du pont**

- Les hypothèses des modèles numériques respectent celles faites lors des travaux de recherche précédents puisque les analyses non linéaires ont présenté une forte similitude avec les résultats expérimentaux.

- La modélisation permet d'obtenir une réponse globale de la structure, mais ne tient pas compte des ruptures locales telles que l'éclatement du béton de surface, l'écrasement local du béton et l'ouverture des étriers en U entre autre.
- La pile ayant un comportement critique en cisaillement, il est primordial de s'assurer que la loi de comportement du béton tienne compte de ce comportement. L'avantage de l'utilisation de la loi EPM3D est qu'il permet de modéliser le comportement non linéaire en cisaillement du béton.
- Pour fin de simplification l'interaction sol-structure n'a pas été prise en compte dans les analyses numériques. La pile a été considérée comme parfaitement encastree.
- La plastification des barres d'armatures transversale survient avant celle des barres longitudinales pour la pile réelle et la pile tronquée non réparée comme l'avait prédit les analyses préliminaires. Le renforcement de la pile permet de changer le mode de rupture passant ainsi d'une rupture en cisaillement à une rupture en flexion par l'augmentation de la résistance en cisaillement apporté par le BFUP ( $V_p$  devient plus petit que  $V_e$ ).
- Le modèle de la pile réparée n'est pas poussé à la limite, effectivement numériquement la coquille de BFUP pourrait prendre un déplacement plus grand. Cependant, les variations observées sur la courbe force-déplacement nous permettent d'affirmer qu'un endommagement important est présent et qu'en réalité la pile aurait probablement des ruptures locales (par fendage) passé un déplacement de 50 mm.
- La ductilité de la pile est également grandement améliorée. En comparant la demande avec la capacité, la pile renforcée peut largement reprendre les efforts sismiques élastiques équivalents.
- Les critères d'endommagement exigé dans la norme pour l'approche CBP sont satisfaits pour un séisme de 475 et de 2475 ans pour la catégorie de l'ouvrage. Ils sont aussi respectés si l'ouvrage était un pont essentiel.
- La pile réelle non réparée est également adéquate pour reprendre la charge sismique requise. Cependant, la conception actuelle de la pile ne permet pas une conception élasto-plastique par la configuration des étriers et le manque de confinement du béton. Un renforcement est donc tout de même nécessaire.

### **Élaboration du programme expérimental**

- Le dimensionnement du spécimen pour assurer un comportement similaire à la pile réelle en utilisant le principe des contraintes équivalentes est efficace. Le même mode de rupture est observé au niveau du spécimen et de la pile.
- La rupture survient cependant avant puisque le modèle du spécimen est effectué avec la semelle non linéaire.
- Le comportement diffère légèrement de la pile réelle, car pour des considérations de construction le facteur d'échelle sur l'ensemble des éléments n'a pu être conservé. Par exemple, l'épaisseur de la coquille de BFUP est la même sur le spécimen que pour la pile d'origine.

Globalement, ce travail a montré la faisabilité de la méthode de réparation de piles fortement rectangulaires sur un ouvrage concret en utilisant l'approche CBP. De plus, l'étude des piles trapues a permis d'élargir le spectre de la méthode renforcement des piles par chemisage en BFUP.

### **6.3 Recommandations et suite du sujet d'étude**

Bien que les résultats des travaux aient été concluants, certaines recommandations sont faites pour compléter cette étude :

- confirmer la réhabilitation sismique par le programme expérimental développé et comparer les résultats obtenus aux modèles numériques;
- faire une analyse sismique avec réponse conjointe de la superstructure et de la fondation afin de comprendre la distribution des efforts entre ces éléments et s'assurer que la rotule plastique se développe à la base de la pile;
- valider le comportement dans la direction longitudinale à l'aide des modèles de la pile en éléments 3D et évaluer l'apport du béton fibré par rapport à la résistance en cisaillement;
- valider que la résistance de la pile pour une combinaison des charges 100% / 30% pour chaque direction est adéquate;

- concevoir une solution de réparation de la semelle et ajouter cette solution de réparation au modèle numérique afin d'y valider sa conception;

D'autres éléments de la structure que les piles auront besoin de renforcement pour effectuer une réhabilitation sismique complète de l'ouvrage. Dans le cadre de ce projet, une attention particulière doit être portée sur les appareils d'appuis des piles 2 et 5 qui ne peuvent probablement pas transmettre convenablement les efforts latéraux. Les unités de fondations doivent aussi être analysées davantage.

L'analyse spectrale se base, comme son nom le dit, sur un spectre de réponse. Bien que les recherches aient évolué au cours des dernières années en séismologie, cette donnée reste toujours incertaine et un séisme de plus grande importance que prévu peut arriver. Une analyse temporelle non linéaire serait plus juste pour évaluer la réponse sismique. Pour ce faire, un modèle 3D doit être utilisé.

En cas de renforcement en cisaillement de la totalité de la pile, la surépaisseur de béton dans le bas de la pile doit être plus grande que la hauteur de chevauchement recommandé ( $24 d_b$ ), car il y a alors présence d'une discontinuité qui crée une faiblesse dans la coquille de BFUP. En élevant la hauteur de la surépaisseur, il y a toujours une faiblesse, mais la perte de résistance est mieux répartie le long de la pile. D'abord, il y a une perte à la fin du chevauchement, puis au droit de la surépaisseur.



## BIBLIOGRAPHIE

- ABAQUS. (2005). *ABAQUS/Explicit: Advanced Topics*. Providence, RI: SIMULIA, Dassault Systèmes.
- AIJ. (1986). *Recommendations for Design and Construction of Partially Prestressed Concrete (Class II) Structures*. Architectural Institute of Japan
- Almeida, J. P., Tarquini, D., & Beyer, K. (2016). Modelling approaches for inelastic behaviour of RC walls: multi-level assessment and dependability of results. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 23(1), 69-100.
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991-1000.
- Aubrée, N. (2014). *Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armé, et extension au béton renforcé de fibres*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal). Tiré de <https://publications.polymtl.ca/1514/>
- Ben Ftima, M. (2005). *Comparaison des trois logiciels d'éléments finis: ANSYS, ADINA et ABAQUS*. Rapport interne, École Polytechnique de Montréal.
- Ben Ftima, M. (2013). *Utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaires pour la conception des structures en béton armé: application aux structures massives*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal). Tiré de <http://publications.polymtl.ca/1281/>
- Bentz, E. C., & Collins, M. P. (1998). *RESPONSE-2000: Reinforced concrete sectional analysis using the modified compression field theory*.
- Bouaanani, N. (2012). *Analyse avancée des structures et éléments finis - CIV6502, Chapitre 5, 5-15. Notes de cours*. École Polytechnique de Montréal.
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP: Guillaume Boucher-Proulx*. (École polytechnique de Montréal. Département des génies civil, géologique et des mines).
- Bouzaïene, A. (1995). *Caractérisation et modélisation du comportement non linéaire d'éléments en béton armé et non armé sous sollicitations multiaxiales*. (École Polytechnique de Montréal, Montréal).

- Canada, R. n. (2015). Déterminez les valeurs d'aléa sismique du Code national du bâtiment Canada 2015. Tiré de [http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/index\\_2015-fr.php](http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/index_2015-fr.php)
- CEB-FIP, M. (1993). 90, Design of concrete structures. CEB-FIP Model Code 1990. *British Standard Institution, London*.
- Ceresa, P., Petrini, L., & Pinho, R. (2007). Flexure-shear fiber beam-column elements for modeling frame structures under seismic loading—state of the art. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(S1), 46-88.
- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2013). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables*.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering* ; Anil K. Chopra (4th --<sup>e</sup> éd.). Montréal;Boston;: Prentice Hall.
- Collins, M. P., & Mitchell, D. (1986). *Rational Approach to Shear Design--The 1984 Canadian Code Provisions*. Communication présentée à Journal Proceedings (vol. 83, p. 925-933).
- Collins, M. P., & Mitchell, D. (1991). *Prestressed concrete structures*: Prentice Hall.
- CSA. (1988). *CAN/CSA-S6-88 Design of Highway Bridges*. Toronto: Canadian Standards Association.
- CSA. (2000). *CAN/CSA-S6-00 Canadian Highway Bridge Design Code*. Toronto: Canadian Standards Association.
- CSA. (2014). *CAN/CSA-S6-14 Canadian Highway Bridge Design Code*. Toronto: Canadian Standards Association.
- CSI. (2010). Analysis Reference Manual. *Computer and Structures, Berkeley*.
- Dagenais, M.-A. (2014). *Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de ponts par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. (École Polytechnique de Montréal, Montréal).
- Daudey, X., & Filiatrault, A. (2000). Seismic evaluation and retrofit with steel jackets of reinforced concrete bridge piers detailed with lap-splices. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(1), 1-16.
- ElGawady, M., Endeshaw, M., McLean, D., & Sack, R. (2009). Retrofitting of rectangular columns with deficient lap splices. *Journal of Composites for Construction*, 14(1), 22-35.

- ElSouri, A. M., & Harajli, M. H. (2011). Seismic repair and strengthening of lap splices in RC columns: carbon fiber–reinforced polymer versus steel confinement. *Journal of Composites for Construction*, 15(5), 721-731.
- Fields, K., & Bischoff, P. H. (2004). Tension stiffening and cracking of high-strength reinforced concrete tension members. *Structural Journal*, 101(4), 447-456.
- Garneau, J.-F. (2015). *Réhabilitation sismiques des piles-murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. (École Polytechnique de Montréal, Montréal).
- Hidalgo, P. A., Ledezma, C. A., & Jordan, R. M. (2002). Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls. *Earthquake Spectra*, 18(2), 287-308.
- Hsieh, S. S., Ting, E. C., & Chen, W. F. (1982). A plasticity-fracture model for concrete. *International journal of solids and structures*, 18, 181-197.
- Jolicoeur, O. (2016). *Efficacité de réhabilitation sismique de piles de pont rectangulaires par chemisage en BFUP considérant la résistance à l'effort tranchant*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal). Tiré de <http://publications.polymtl.ca/2421/>
- Lagier, F. E. (2015). *Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal). Tiré de <https://publications.polymtl.ca/1897/>
- Marsh, M. L., & Stringer, S. J. (2013). *Performance-based seismic bridge design* (vol. 440): Transportation Research Board.
- Massicotte, B. (2017). [Figures renforcement BFUP, Communication personnelle].
- Massicotte, B., Ben Ftima, M., Conciatori, D., & Jolicoeur, O. (2014). *Renforcement sismique des piles rectangulaires par gainage en BFUP*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B., Nour, A., Ben Ftima, M., & Yildiz, E. (2007). *EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B., Nour, A., Ben Ftima, M., Yildiz, E., & Conciatori, D. (2012). EPM3D-v3. 1-A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures. *Montréal, QC: École Polytechnique de Montréal*.

- Moehle, J., & Deierlein, G. G. (2004). *A framework methodology for performance-based earthquake engineering*. Communication présentée à 13th world conference on earthquake engineering (p. 3812-3814).
- Naaman, A., & Reinhardt, H. (2006). Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. *Materials and structures*, 39(5), 547-555.
- Osorio, E., Bairán, J., & Marí, A. Effects of cyclic biaxial shear loading on the seismic response of RC columns.
- Osorio, L. I., Paultre, P., Eid, R., & Proulx, J. (2014). Seismic behavior of synthetic fiber-reinforced circular columns. *ACI Structural Journal*, 111(1), 189.
- Paulay, T., Priestley, M., & Syngé, A. (1982). *Ductility in earthquake resisting squat shearwalls*. Communication présentée à Journal Proceedings (vol. 79, p. 257-269).
- Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures*. Editions Hermes Lavoisier, Paris, France.
- Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé: analyse et dimensionnement ; Patrick Paultre*. Montréal: Presses internationales Polytechnique.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures: M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky*. Pavia, Italy: IUSS Press.
- Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*: John Wiley & Sons.
- Priestley, M. N., Seible, F., & Xiao, Y. (1994). Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength--Part 2: Test results and comparison with theory. *Structural Journal*, 91(5), 537-551.
- Québec, M. d. t. d. (2014). *Bilan de l'état des structures du réseau routier supérieur québécois*.
- Sánchez-Alejandro, A., & Alcocer, S. M. (2010). Shear strength of squat reinforced concrete walls subjected to earthquake loading—trends and models. *Engineering Structures*, 32(8), 2466-2476.
- Tan, K.-H., Kong, F.-K., Teng, S., & Guan, L. (1995). High-strength concrete deep beams with effective span and shear span variations. *Structural Journal*, 92(4), 395-405.
- Vachon, D. (2004). *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres: Dominic Vachon*. (École polytechnique de Montréal. Département des génies civil, géologique et des mines).

- Willam, K. J., & Warnke, E. (1975). Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. International association of bridge and structural engineers, Seminar on concrete structure subjected to triaxial stresses, paper III-1, Bergamo, Italy, May 1974. *IABSE Proc.* 19.
- Wilson, E. L., Der Kiureghian, A., & Bayo, E. (1981). A replacement for the SRSS method in seismic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(2), 187-192.
- Wood, S. L. (1990). Shear strength of low-rise reinforced concrete walls. *Structural Journal*, 87(1), 99-107.

## ANNEXE A – ESSAIS DES PILES RENFORCÉS PAR BFUP À POLYTECHNIQUE

**Tableau A.1 : Essais des piles renforcés par BFUP à Polytechnique (modifié de Garneau, 2015)**

Références	Spécimen	Dimensions de la section B x D (mm)	Hauteur du chargement H (mm)	Rapport H / D	Armature longitudinale	Pourcentage d'armature longitudinale (%)	Étriers	Renforcement
Boucher-Proulx (2008)	P1	2000 x 500	4170	8.3	26-25M	1.30	10M à 300 mm c/c (refermés en U)	Non-renforcé
	P2	2000 x 500	4170	8.3	26-25M	1.30	10M à 300 mm c/c (refermés en U)	BFUP 3%
Dagenais (2014)	S1	1200 x 600	3675	6.1	22-25M	1.53	15M à 300 mm c/c (refermés avec crochets sismiques)	BFUP 3%
	S2	1200 x 600	3675	6.1	16-30M	1.57	15M à 300 mm c/c (refermés avec crochets sismiques)	BFUP 3%
	S3	1200 x 600	3675	6.1	12-35M	1.67	15M à 300 mm c/c (refermés avec crochets sismiques)	BFUP 3%
	S4	1200 x 600	3675	6.1	8-45M	1.67	15M à 300 mm c/c (refermés avec crochets sismiques)	BFUP 3%
Garneau (2015)	S5	1200 x 600	2675	2,23	12-35M	1,67	15M à 300 mm c/c (refermés avec crochets sismiques) 10M à 300 mm c/c (renfermés en U)	BFUP 3%
	S6	1200 x 600	2675	2,23	12-35M	1,67	10M à 100 mm c/c (renfermés en U)	BFUP 3%
Jolicoeur (2016)	S7	1200 x 600	2675	2,23	12-35M	1,67	10M à 300 mm c/c (renfermés en U)	Non-renforcé
	S8	1200 x 600	2675	2,23	12-35M	1,67	10M à 300 mm c/c (renfermés en U)	BFUP 3%